



Amaro António Feliciano Catumbaiala

Licenciado em Engenharia Civil

**Análise dos efeitos de segunda ordem
em edifícios industriais pré-fabricados
em betão armado**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil, Especialidade Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor Válder José da Guia Lúcio,
Professor Associado, FCT/UNL

Co-orientadora: Eng^a. Carla Alexandra da Cruz Marchão,
Professora Assistente, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu

Arguente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos

Vogal: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro de 2012

Copyright ©2012 Amaro António Feliciano Catumbaiala, FCT/UNL e UNL.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Agradeço a todos os que de uma forma ou de outra, tornaram possível a realização deste trabalho.

Ao Professor Doutor Válder Lúcio, o meu orientador, pelo incentivo, apoio e disponibilidade prestada para me esclarecer e orientar sempre que necessário.

A Professora Carla Marchão, a minha co-orientadora, pelo incentivo, apoio e disponibilidade prestada para me esclarecer e orientar sempre que necessário.

Aos Professores Doutor Manuel Américo Gonçalves da Silva, Doutor João Rocha de Almeida, Doutor Corneliu Cismasiu, Doutor Carlos Chastres, Doutor Rodrigo Gonçalves, Doutora Ildi Cismasiu e o Professor José Delgado Pelo apoio prestado durante a formação.

Ao Engenheiro Romeu Reguengo, da empresa Concremat-Pré-fabricação e Obras Gerais, S.A, pelas informações e materiais cedidos para essa dissertação.

A Omnen Intellegenda-Project management por todo apoio prestado para que essa dissertação fosse uma realidade.

Finalmente agradeço a minha família e amigos por todo o incentivo, apoio, paciência e dedicação que demonstraram durante todo o tempo de realização desta dissertação.

Resumo

A pré-fabricação é uma técnica que em termos construtivos permite racionalizar melhor os recursos disponíveis, associando a rapidez dos processos construtivos a maior controle de qualidade e maior coordenação da produção, tendo em conta também a eficiência económica, segurança, funcionalidade e elegância. Esta técnica apresenta inúmeras vantagens, tais como a redução de recursos humanos, materiais e equipamentos necessários e a correspondente diminuição dos custos e do tempo de execução da obra.

De modo a trazer um contributo no estudo destas soluções estruturais, no âmbito deste trabalho, analisam-se os efeitos de segunda ordem nos pilares de um edifício industrial existente.

Tomando em conta as características específicas da estrutura considerada, foram identificados os aspectos que indiciam uma contribuição importante dos efeitos de segunda ordem na resposta estrutural e analisados vários modelos de cálculo destes efeitos.

Os estudos realizados, vem dar um contributo, no domínio do dimensionamento das estruturas, relativo aos efeitos de segunda ordem, assim como as suas implicações na estabilidade global das estruturas.

Palavra-chave: Estruturas pré-fabricadas, Betão Armado, Pilares Pré-fabricados, Efeitos de Segunda Ordem.

Abstract

Precast is a technique that, from constructive point of view, allows a better use of the available resources, as it associates the construction speed to a better quality control and production coordination, and taking also into account the economic efficiency, safety, functionality and elegance. This technique offers many advantages, such as less required human resources, materials and equipment with the corresponding reduction of the total cost and time of execution of the structure.

In order to bring a contribution to the study of these structural solutions, the second-order effects on columns of an existing industrial building were analyzed within the framework of this study.

Taking into account the specific characteristics of the structure, one identifies specific parameters indicating important contribution of second-order effects on the structural response. Several mathematical formulations that allow the modeling of these effects are tested and compared.

The studies reported in this dissertation contribute to a better understanding of the second-order effect and their implications on the overall stability of the structures, an important issue in the structural design process.

Keyword: Precast structures, reinforced concrete, precast columns, second-order effects.

Índice Geral

pag.

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Organização da Dissertação	2
2 ESTADO DA ARTE	3
2.1 Resumo Histórico.....	3
2.2 Evolução da Pré-Fabricação.....	4
2.3 Aspetos Gerais	4
2.4 Edifícios Industriais Pré-Fabricados	5
2.5 Definições	10
2.5.1 Ligações	12
2.5.2 Elementos Constituintes	15
2.6 Industrialização da Construção	19
2.7 Materiais.....	23
2.7.1 Betão	23
2.7.2 Aço	27
3 MÉTODOS DE ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	29
3.1 Método P-Delta	29
3.1.1 P- δ em Pilar em Consola	31
3.1.2 P- Δ Pilar em Consola	32
3.2 Métodos Propostos no Eurocódigo 2.....	34
3.2.1 Classificação das Estruturas	37
3.2.2 Imperfeições Geométricas.....	37
3.2.3 Critérios simplificados para a não consideração dos efeitos de 2ª ordem	39
3.2.5 Métodos de análise	45
3.2.5.1 Método geral	45
3.2.5.2 Método baseado na curvatura nominal.....	45

3.2.5.3 Método baseado numa rigidez nominal.....	48
3.2.6 Verificação da segurança de elementos sujeitos a flexão composta desviada	51
4 CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO INDUSTRIAL.....	55
4.1 Introdução	55
4.2 Princípio de Dimensionamento	56
4.3 Estruturas em Análise.....	57
4.4 Concepção da Estrutura.....	60
4.5 Acções Consideradas.....	61
4.5.1 Ponte Rolante	62
4.5.2 Acções Dinâmicas (Vento).....	63
4.5.3 Variações diferenciais de temperatura	67
4.6.1 Vigas	68
4.6.2 Pilares	69
4.7 Análise da Estrutura	70
4.8 Análise dos Efeitos Globais de 2ª Ordem	79
4.8.1 Determinação da excentricidade de 2ª Ordem.....	79
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	89
5.1 Conclusões	89
5.2 Recomendações.....	91
Bibliografia	93
ANEXOS	Erro! Marcador não definido.

Índice de Figuras

pag.

Figura 2.1-Edifício industrial cujos pilares participam para estabilização horizontal [33].....	5
Figura 2.2-Edifício industrial com pórtico bi-articulado [15]	6
Figura 2.3-Construção industrial com traves em pórticos [33].....	6
Figura 2.4-Construção industrial com cobertura em betão [42]	7
Figura 2.5-Sistemas para estabilização horizontal [33]	7
Figura 2.6-Edifício industrial cujos pilares participam para estabilização horizontal[42].....	8
Figura 2.7-Estrutura pré-fabricada com contraventamentos [33]	8
Figura 2.8-Edifício industrial com estrutura tri - articulada [43].....	9
Figura 2.9-Estrutura pré-fabricada com contraventamentos [43]	9
Figura 2.10-Edifício industrial com vigas de seção variável [42]	10
Figura 2.11-Edifício industrial com estrutura para suportar ponte rolante [44].....	10
Figura 2.12-Ligações simplesmente apoiada [17]	13
Figura 2.13-Ligações articuladas [17]	13
Figura 2.14-Ligação semi-rígida [18]	14
Figura 2.15-Ligações rígidas [17]	14
Figura 2.16-Ligação pilar-fundação [3]	15
Figura 2.17-Edifício industrial com estrutura para suportar ponte rolante [45].....	15
Figura 2.18-Madres em forma trapezoidal [12].....	16
Figura 2.19-Viga com secção variável para grandes vãos [12]	16
Figura 2.20-Pormenor da viga de ponte rolante[46].....	16
Figura 2.21-Pormenor da viga de apoio[46].....	17
Figura 2.22-Consola curta [33]	17
Figura 2.23-Pormenor de pilare com consola curta.....	18
Figura 2.24-Pormenor das fundações pré-fabricadas [33].....	19
Figura 2.25-Armazenamento de estruturas pré-fabricadas [14]	20
Figura 2.26-Armazenamento de fundações isoladas [42].....	20
Figura 2.27-Processo de montagem dos painéis laterais [12].....	21
Figura 2.28-Plataforma de fabricação de pilares pré-esforçado [35].....	21
Figura 2.29-Plataforma de fabricação de vigas[12].....	22
Figura 2.30-Processo de fabrico cofragem e descofragem de pilares [37]	22
Figura 2.31-Processo de Transporte [14]	23
Figura 2.32-Diagrama tensão-deformação do betão para carregamentos monotónicos [13].....	27
Figura 2.33 – Diagrama tensão-deformação de aços de diversas classes, para ações monotónicas de forças de tracção [13].....	28
Figura 3.34 - P-Delta ao longo do pilar [38]	29
Figura 3.35 - P-Delta na estrutura [31].....	30
Figura 3.36 - P- Δ em relação F-D [31].....	31
Figura 3.37 -P- δ Aplicada a um pilar em consola (curvatura única) [38].....	31
Figura 3.38 - P - δ Aplicada a uma pilar em consola (dupla curvatura) [38].....	32
Figura 3.39-P- Δ Aplicada a um pilar em consola [38]	32
Figura 3.40 - Efeitos total de segunda ordem P-delta num.....	33

Figura 3.41-Momentos de 1ª ordem [11]	35
Figura 3.42 - Momentos de 2ª ordem [11]	36
Figura 3.43-Pilar esbelto submetido a uma carga de compressão excêntrica	36
Figura 3.44-Elementos ou sistemas de contraventamento [11]	37
Figura 3.45-Imperfeições geométricas num pilar isolado [11]	38
Figura 3.46-Efeito das imperfeições [10]	39
Figura 3.47-Valores do coeficiente C.....	40
Figura 3.48-Momentos de 1ª ordem para obter r_m [11]	41
Figura 3.49-Diferentes modos de encurvadura e respectivos comprimentos efetivos [10]	42
Figura 3.50-Grandezas envolvidas na determinação	43
Figura 3.51-Grandezas intervenientes no cálculo das rigidezes relativas de rotação	43
Figura 3.52-Força axial para uma secção balanceada [27]	47
Figura 3.53-Modelo que define a curvatura base [34].....	47
Figura 3.54-Gráfico para determinar o parâmetro K_r [28].....	48
Figura 3.55-Definição das excentricidades e_y e e_z [10]	52
Figura 3.56-Resultante do momento resistente [11].....	54
Figura 3.57-Ábacos para determinar w [11].....	54
Figura 4.58-Pórtico do modelo 1.....	55
Figura 4.59-Pórtico do modelo 2.....	55
Figura 4.60-Pórtico do modelo 3.....	56
Figura 4.61-Planta de fundações da estrutura em estudo.....	57
Figura 4.62-Planta representativa das pontes rolantes.....	58
Figura 4.63-Alçado frontal.....	58
Figura 4.64-Alçado posterior	59
Figura 4.65 - Alçado lateral	59
Figura 4.66-Pórticos na direcção transversal.....	60
Figura 4.67-Carga permanente da cobertura	61
Figura 4.68-Carga permanente nos painéis frontal e posterior	62
Figura 4.69-Carga permanente nos painéis laterais direito e esquerdo.....	62
Figura 4.70-Cargas da ponte rolante	63
Figura 4.71-Cargas da ponte rolante	63
Figura 4.72-Indicação da direcção do vento e esforços resultantes	64
Figura 4.73-Ação do vento na cobertura	66
Figura 4.74-Ação do vento nas fachadas.....	67
Figura 4.75-Ação da temperatura de aquecimento	67
Figura 4.76-Ação da temperatura de arrefecimento	68
Figura 4.77-Pórtico frontal 2D	70
Figura 4.78-Pórtico interno 2D	70
Figura 4.79-Pórtico lateral esquerdo 2D	71
Figura 4.80-Modelo 3D da estrutura	71
Figura 4.81-Deformada do modelo 1	72
Figura 4.82-Deformada do modelo 2	72
Figura 4.83-Deformada do modelo 3	73
Figura 4.84-Deslocamentos no topo dos pilares na direcção x.....	74
Figura 4.85-Deslocamentos no topo dos pilares na direcção x.....	74

Figura 4.86-Deslocamentos no topo dos pilares na direcção y	75
Figura 4.87-Deslocamentos no Topo dos Pilares na Direcção y	76
Figura 4.88-Diagrama de esforço axial	76
Figura 4.89-Diagrama de momento flector	77
Figura 4.90-Momentos flectores nos pilares na direcção x	86
Figura 4.91-Momentos flectores nos pilares na direcção y	86
Figura 4.92-Momentos flectores nos pilares na direcção x	87
Figura 4.93-Momentos flectores nos pilares na direcção y	87
Figura 4.94-Momentos flectores nos pilares na direcção x	88
Figura 4.95-Momentos flectores nos pilares na direcção y	88

Quadro 2.1 A- Características de resistência e de deformação do betão [10].....	25
Quadro 2.2-Classe de resistência do cimento [16]	26
Quadro 3.3 -Valores do parâmetro α	53
Quadro 4.4-Valores das ações.....	61
Quadro 4.5-Valores dos parâmetros inerentes à ação do vento.....	65
Quadro 4.6-Pressões sobre as fachadas	65
Quadro 4.7-Coefficiente de pressão sobre a cobertura $\Theta=0^0$	65
Quadro 4.8-Coefficiente de pressão sobre a cobertura vento $\Theta=90^0$	66
Quadro 4.9-Dimensões normais de vigas de cobertura com altura variável [12]	68
Quadro 4.10-Dimensões consideradas de vigas de cobertura com altura variável [12].....	69
Quadro 4.11-Dimensões normais dos pilares [12]	69
Quadro 4.12-Dimensões consideradas para os pilares	69
Quadro 4.13-Translação e rotação no topo do pilar P1	72
Quadro 4.14-Translação e rotação no topo do pilar P1	73
Quadro 4.15-Translação e rotação no topo do pilar P1	73
Quadro 4.16-Esforços de 1ª ordem do modelo 1	78
Quadro 4.17-Esforços de 1ª ordem do modelo 2.....	78
Quadro 4.18-Esforços de 1ª ordem do modelo 3.....	78
Quadro 4.19-Condição para ter em conta os efeitos globais de 2ª ordem.....	79
Quadro 4.20-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 1x	79
Quadro 4.21-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 1y	80
Quadro 4.22 - Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 2x	80
Quadro 4.23-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 2y	80
Quadro 4.24 – Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 3x	81
Quadro 4.25 – Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 3y	81
Quadro 4.26-Esforços de 2ª ordem do modelo 1	81
Quadro 4.27-Esforços de 2ª Ordem do Modelo 2	82
Quadro 4.28-Esforços de 2ª ordem do modelo 3.....	82
Quadro 4.29-Esforços de 2ª ordem do modelo 1	82
Quadro 4.30-Esforços de 2ª ordem do modelo 2.....	83
Quadro 4.31-Esforços de 2ª ordem do modelo 3.....	83
Quadro 4.32-Esforços de 2ª ordem do modelo 1	83
Quadro 4.33-Esforços de 2ª ordem do modelo 2.....	84
Quadro 4.34-Esforços de 2ª ordem do modelo 3.....	84
Quadro 4.35-Momentos flectores de 2ª ordem modelo 1	84
Quadro 4.36-Momentos flectores de 2ª ordem modelo 2	85
Quadro 4.37-Momentos flectores de 2ª ordem modelo 3	85

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem-se dado muita atenção às estruturas pré-fabricadas, principalmente em alguns países da Europa, onde as condições climáticas não permitem com maior facilidade a construção com betonagens no local da obra. Em alguns países de Africa, esses tipos de estruturas estão a ter uma grande utilização, principalmente nas construções de pontes, viadutos e em estruturas industriais uma vez que se pretende reconstruir as infraestruturas.

A pré-fabricação notabilizou-se nos últimos tempos pela sua utilização em obras especiais, como pontes e viadutos, devido à notável eficiência estrutural e estética que este tipo de estruturas podem proporcionar.

Assim, a pré-fabricação vem dar uma grande relevância para a indústria de construção civil, tendo em conta os cada vez mais curtos prazos de execução. Por vezes recorre-se à pré-fabricação parcial ou total.

Com a pré-fabricação permite-se dar algumas respostas em termos de execução de obras com maior rapidez e com menores recursos quando comparadas com as estruturas betonadas “in situ”.

A economia é uma das principais motivações para a utilização de estruturas pré-fabricadas permitindo racionalizar os recursos disponíveis considerando todos os aspectos relativos à segurança da estrutura nas fases de execução e de serviço.

Para além das inúmeras vantagens já citadas, a pré-fabricação apresenta algumas como qualidade de execução, material e melhor controlo de produção visto que estas são feitas em geral em estaleiros.

1.1 Objetivos

Com a presente dissertação, pretende-se dar maior ênfase ao estudo dos efeitos de segunda ordem nas estruturas dos edifícios industriais pré-fabricados. Esse estudo tem particular importância visto que esse tipo de estruturas têm em geral pilares muito altos e esbeltos com esforços axiais normalmente baixos e, em alguns casos sem sistemas de contraventamentos.

O principal objetivo é efetuar uma análise dos efeitos de segunda ordem em pilares pré-fabricados utilizando os métodos apresentados pela regulamentação em vigor (eurocódigo 2).

Pretende-se avaliar os efeitos de segunda ordem considerando as acções gravíticas e acções do vento que irão incidir sobre a estrutura. Como base de estudo analisou-se um edifício industrial já existente localizado na zona de Torres Vedras. O edifício (nave) é constituído por fundações directas (sapatas isoladas), um conjunto de pórticos ortogonais, formado por pilares sem contraventamentos, com contraventamentos ao nível da cobertura(diafragma na cobertura) e pontes rolantes.

Foram consideradas três variantes do edifício, sem sistema de contraventamento, com sistema de contraventamento e sem sistema de contraventamento mas com ligações viga-pilar.

1.2 Organização da Dissertação

Essa dissertação está organizada em cinco capítulos. O primeiro capítulo é constituído pela introdução e objectivos.

O segundo capítulo é dedicado ao estado da arte das estruturas pré-fabricadas, focalizando alguns aspetos históricos e relativos à construção, assim como as suas inúmeras vantagens e desvantagens dos sistemas pré-fabricados. Faz-se também um breve historial da evolução deste tipo de estruturas.

No terceiro capítulo descrevem-se os métodos P-Delta e os apresentados pela Norma Portuguesa (Eurocódigo 2), para determinação dos efeitos de segunda ordem em estruturas de betão armado.

O quarto capítulo é dedicado à análise do edifício, descrevendo-se a sua concepção e tendo em conta as diferentes acções, tanto verticais como horizontais, e a análise em particular dos efeitos de segunda ordem nos pilares pré-fabricados.

No quinto Capítulo são apresentadas as principais conclusões relativas ao estudo desenvolvido.

2 ESTADO DA ARTE

Neste capítulo descrever-se-ão os aspetos gerais relativos ao estado da arte das estruturas pré-fabricadas, assim como alguns aspetos particulares das estruturas industriais pré-fabricadas.

2.1 Resumo Histórico

Na Europa ocorreram fenómenos diversos que incentivaram a utilização de sistemas pré-fabricados. Um deles foi a extrema necessidade de reconstrução, após a Segunda Guerra Mundial. Assim, o período de 1945 a 1950 caracterizou-se pela extraordinária demanda de construções, principalmente habitações, escolas, edifícios industriais, hospitais, pontes e viadutos.

A Europa praticou um inédito programa de reconstrução que tinha em vista não só as construções destruídas durante o período de Guerra, mas também todo um grande património degradado, já que em amplo período anterior ao conflito não se tinha feito um grande investimento ao sector. A França, em Setembro de 1948 quando Eugène Claudius Petit assumiu o Ministério do Urbanismo e da Reconstrução, teve pela frente uma demanda que se observa hoje. Eugène dizia ser necessário refazer por volta de dez milhões de habitações, incluindo nessa empreitada tanto as destruídas pela Guerra quanto as danificadas pelo tempo.

Nessa época a Inglaterra controlava com rigor o direito de construir, já que os investimentos e materiais necessários eram canalizados para fins sociais ou de produção. A Holanda, nesse período, experimentou uma notável expressão na construção, depois de ter efetuado uma coordenação modular na qual os estudiosos propunham a construção de grandes edifícios cujos projetos permitissem ágil versatilidade de divisões interna, baseado em vãos de porte médio. É quando tem início a produção cada vez mais intensiva de componentes sistemas industrializados de pré-fabricação.

Na antiga União soviética optou-se pela construção industrializada tendo em vista a necessidade de produção em massa de edificações. Ali tem sido utilizada a pré-fabricação pesada de células modulares completas. A Escandinávia optou pela construção de sistemas alveolares. Nos Estados Unidos deu-se ênfase à produção de componentes industrializados e novos materiais e, à racionalização da construção de estruturas.

No Brasil a primeira grande obra que utilizou o pré-fabricado foi o Hipódromo da Gávea, no Rio de Janeiro. De entre as peças pré-fabricadas utilizadas estão as estacas nas fundações e

as cercas no perímetro reservado ao Hipódromo. Porém, a preocupação com a racionalização e industrialização de sistemas construtivos teve início apenas no fim da década de 50 com a execução de várias naves pré-moldados no próprio local da obra [6].

Em Portugal a pré-fabricação em betão surge no final dos anos 50 com a pré-fabricação de elementos para pisos de habitação e, quase em simultâneo, com sistemas de painéis de grandes dimensões com aplicações à habitação de pequeno porte, semelhantes aos utilizados no leste Europeu. Estes sistemas foram evoluindo para a fabricação de todo o tipo de elementos pré-fabricados em betão com aplicações a todas as áreas de construção civil e obras públicas.

2.2 Evolução da Pré-Fabricação

Um dos maiores fatores que proporcionaram a pré-fabricação foi a industrialização da construção civil. Através desta, foi possível produzir um material de qualidade em menos tempo e por menor custo. Aos poucos a industrialização foi tomando conta das diversas áreas do sector da construção. Inicialmente fabricavam-se parafusos e pequenas peças, até que hoje nos deparamos com a fabricação de peças com diversos tamanhos e importâncias, fabricadas fora do local da obra e depois transportadas e fixada no local de destino. Esse domínio da pré-fabricação, especialmente do betão, na construção civil ocorreu devido à necessidade de construção em grande escala [6].

2.3 Aspetos Gerais

A pré-fabricação tem como objetivo a racionalização da mão-de-obra, materiais e equipamentos assim como a industrialização dos processos construtivos, sendo aplicada em edifícios habitacionais, pavilhões industriais, piscinas, ginásios, muros de suportes, elementos de infraestruturas, pontes e viadutos, estádios e em várias obras no domínio da construção civil [6].

Em termos de vantagens da pré-fabricação pode-se realçar, a redução do tempo de execução da obra, redução da mão-de-obra, redução do desperdício de materiais, produção em cofragens próprias e reutilizáveis, redução do custo com cimbramento, garantia de utilização do cimento necessário em obra com a devida resistência necessária, montagem seca.

Relativamente as desvantagens, apresenta-se dificuldade no transporte das peças, dificuldade de armazenamento adequado, mão-de-obra especializada, controle de qualidade rigoroso na produção, detalhes de pormenores dos projetos e de planeamento.

2.4 Edifícios Industriais Pré-Fabricados

Os edifícios industriais com estrutura em betão pré-fabricado são largamente utilizados em muitos países. O sistema mais utilizado consiste em pilares com ligação encastrada na base e ligação de topo rotulada, sobre os quais apoiam vigas de secção variável para vãos até 45 m. Em seguida ilustra-se a aplicação de alguns elementos pré-fabricados em estruturas.

As Figuras 2.1 e 2.2 ilustram uma solução de sistemas em pórticos, cujas estruturas consistem em elementos lineares vigas e pilares, de diferentes formatos e tamanhos combinados para formar o esqueleto da estrutura. Estes sistemas são apropriados para construções que precisam de alta flexibilidade na arquitetura. Isto ocorre pela possibilidade do uso de grandes vãos e para alcançar espaços abertos sem a interferência de paredes. Isto é muito importante para construções industriais, centros comerciais, estacionamento, pavilhões desportivos e, também, para construções de escritórios grandes[33].

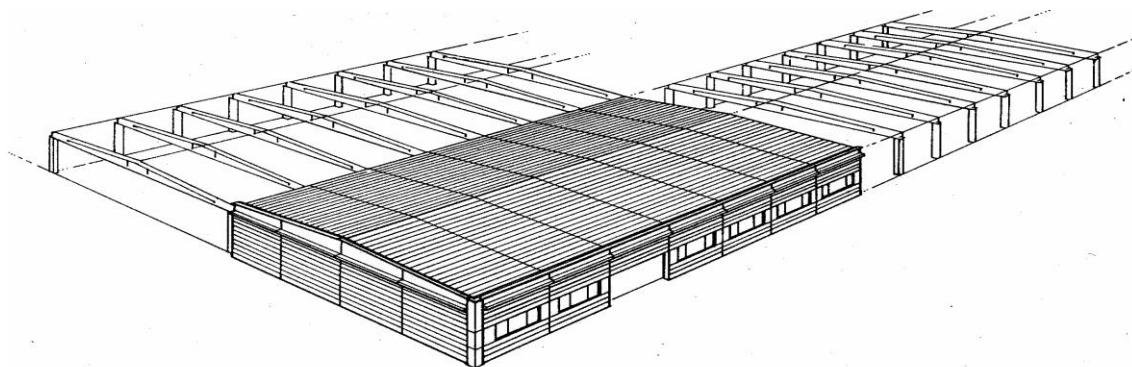


Figura 2.1-Edifício industrial cujos pilares participam para estabilização horizontal [33]



Figura 2.2-Edifício industrial com pórtico bi-articulado [15]

As Figuras 2.3 e 2.4 ilustram sistemas construtivo cuja cobertura pode ser em betão, betão celular ou materiais leves como telhas de cimento com fibras ou metálicas. A escolha para o tipo de cobertura depende basicamente das condições climáticas. Em regiões frias, predominam os painéis nervurados de betão, principalmente devido à sobrecarga de neve, mas também por requisitos de durabilidade. Por outro lado, em países quentes a cobertura de betão é mais interessante do que a metálica devido à sua capacidade térmica[33].

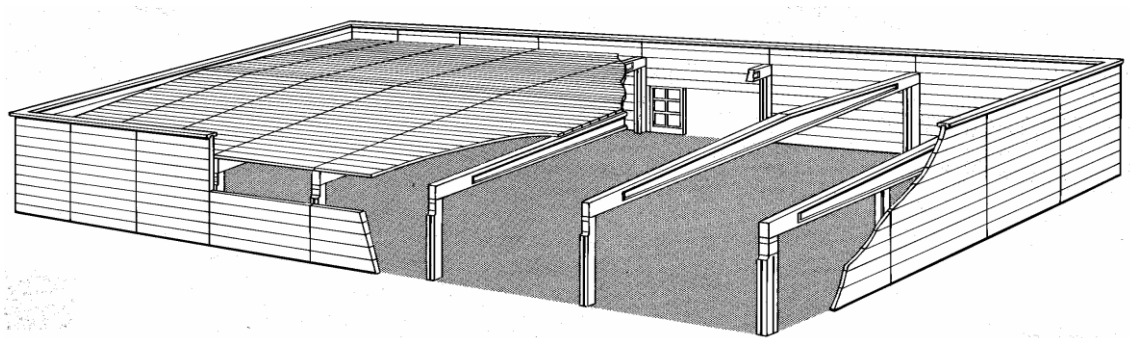


Figura 2.3-Construção industrial com traves em pórticos [33]



Figura 2.4-Construção industrial com cobertura em betão [42]

Nas estruturas pré-moldadas, os componentes de estabilização estão combinados e conectados para formar um sistema de estabilização global. Os arranjos do sistema de estabilização variam em função do tipo de edifício e do sistema estrutural. O efeito de viga em consola, dos pilares encastrados na base pode ser utilizado para estabilizar edifícios de baixa altura com sistema em pórticos com cerca de três pavimentos. Os pilares são normalmente contínuos para a altura completa da estrutura. As forças horizontais paralelas às vigas podem ser distribuídas pelas vigas de modo que os pilares no mesmo plano da estrutura interajam na flexão. As forças horizontais na direção transversal são resistidas principalmente pelos pilares extremos. Todavia, por razões econômicas, é aconselhável fazer com que os pilares internos participem. Isso pode ser feito de duas maneiras, através do efeito do diafragma na cobertura ou dos pisos intermédios, ou com a ajuda de diagonais de contraventamento[33].

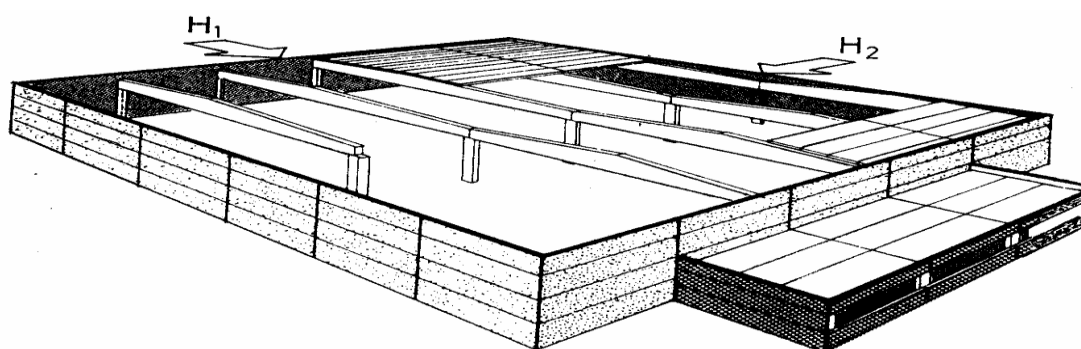


Figura 2.5-Sistemas para estabilização horizontal [33]

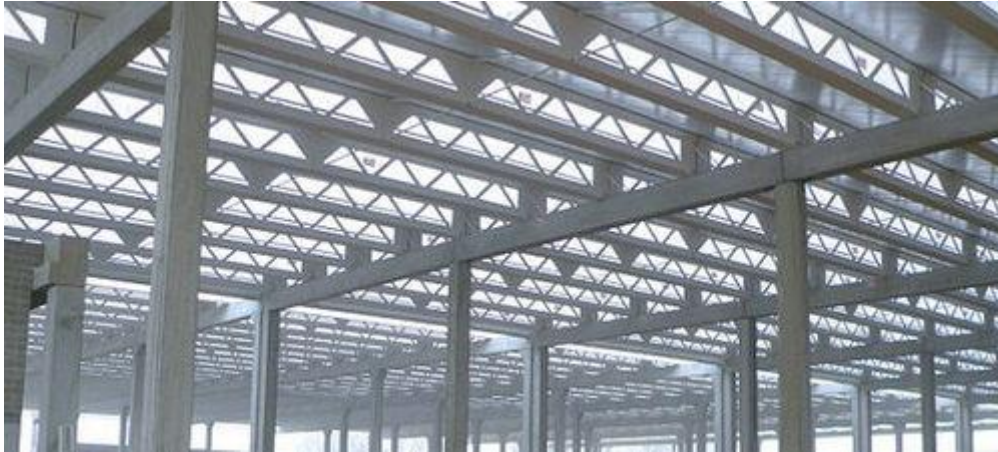


Figura 2.6-Edifício industrial cujos pilares participam para estabilização horizontal[42]

Para as estruturas leves de cobertura onde o efeito de diafragma não pode ser conseguido pela própria estrutura da cobertura, a distribuição das forças horizontais nas arestas das paredes, acima dos pilares externos e internos, pode ser assegurada por diagonais de contraventamento entre as vigas das aberturas externas, com ajuda das barras e cantoneiras metálicas (Figura 2.7) [33].

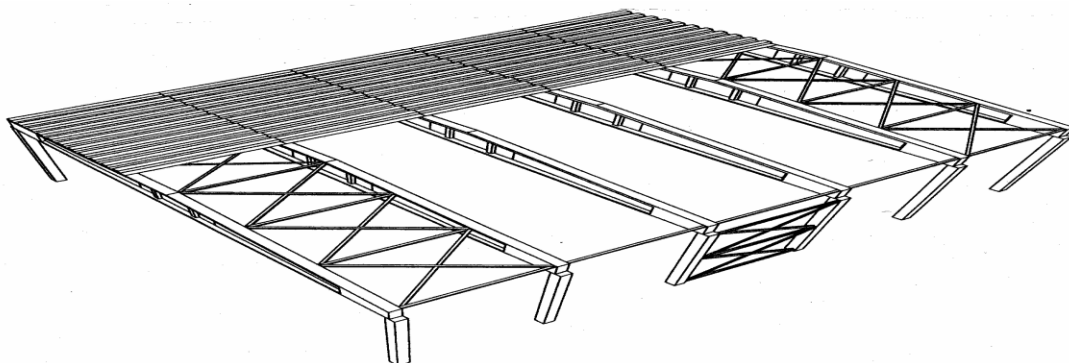


Figura 2.7-Estrutura pré-fabricada com contraventamentos [33]

As Figuras 2.8 e 2.9. ilustram um sistema construtivo, bastante utilizado nos anos 80 e 90, que localizava a ligação viga-pilar próxima do ponto de momento nulo e que tinha comportamento estrutural contínuo para carregamentos verticais. Este sistema vencia vãos até 20 m.



Figura 2.8-Edifício industrial com estrutura tri-articulada [43]



Figura 2.9-Estrutura pré-fabricada com contraventamentos [43]



Figura 2.10-Edifício industrial com vigas de seção variável [42]



Figura 2.11-Edifício industrial com estrutura para suportar ponte rolante [44]

2.5 Definições

Elementos pré-fabricados são produzidos em escalas industriais obedecendo a manuais e especificações técnicas, por pessoal treinado e qualificado sob condições rigorosas de controlo de qualidade.

Diafragma: elemento plano solicitado por acções no seu plano, poderá ser constituído por vários elementos pré-fabricados ligados entre si.

Produto pré-fabricado: elemento pré-fabricado produzido em conformidade com norma específica [10].

Os elementos estruturais de secção prismática submetidos principalmente, a esforços de compressão ou flexo-compressão. No caso do pré-fabricado, são dimensionados para resistir além da situação final de solicitação, as situações transitórias como descofragem, armazenamento, transporte e montagem. Dentro da solução Leonardi de pré-fabricados podem ser classificados de acordo com a aplicação em [17]:

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes e cuja função principal é receber as acções atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações.

As vigas e, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às acções verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura. As acções verticais são transferidas aos pórticos pelas estruturas dos andares, e as acções horizontais decorrentes do vento são levadas aos pórticos pelas paredes externas.

Nas estruturas usuais, compostas por lajes, vigas e pilares, o caminho das cargas começa nas lajes, que delas vão para as vigas e, em seguida, para os pilares, que as conduzem até a fundação.

As lajes recebem as cargas permanentes (peso próprio, revestimentos etc.) e as variáveis (pessoas, máquinas, equipamentos etc.) e as transmitem para as vigas de apoio.

As vigas, por sua vez, além do peso próprio e das cargas das lajes, recebem também cargas de paredes dispostas sobre elas, além de cargas concentradas provenientes de outras vigas, levando todas essas cargas para os pilares em que estão apoiadas.

Os pilares são responsáveis por receber as cargas dos andares superiores, acumular as reacções das vigas em cada andar e conduzir esses esforços até as fundações.

Nos edifícios de vários andares, para cada pilar e no nível de cada andar, obtém-se o subtotal de carga atuante, desde a cobertura até os andares inferiores. Essas cargas, no nível de cada andar, são utilizadas para dimensionamento dos tramos do pilar.[19].

Pilar de Fechamento: São pilares de secção retangular aplicados nas fachadas da estrutura de naves industriais, a fim de proporcionar vãos menores de fechamento, ajudando na estruturação de alvenaria, painéis de fechamento de betão ou fechamentos metálicos. São dimensionados para receber de 85 a 100% dos esforços devido acção do vento provenientes nas fachadas, tendo em geral, secções maiores que os demais pilares da nave.

Pilar de Pórtico: Garantem o apoio das vigas de cobertura da nave, suportando toda a carga exercida sobre elas, ou seja, terças e telhas. Esses pilares podem ser utilizados tanto em coberturas pré-fabricadas (vãos de até 25m), como em coberturas metálicas (até 50m). Por

estarem associados através das vigas de cobertura a outros pilares, sofrem esforços menores, tendo em geral secções mais esbeltas que os pilares de fechamento.

Pilar de Ponte Rolante: Estes pilares são pré-dimensionados a fim de suportar as vigas que dão sustentação às pontes rolantes. Existem dois tipos de pilares de ponte rolante: um deles destina-se única e exclusivamente ao apoio das vigas de ponte rolante, e o outro é utilizado no apoio destas e também, das vigas de cobertura.

Pilar Multipavimento: Pilares retangulares usados para edifícios com diversos pavimentos. São conectados às vigas através de ligações articuladas para edifícios de alturas até 10-12m e com ligações semi-rígidas para edifícios de maior altura.

2.5.1 Ligações

As ligações nos sistemas estruturais de edifícios industriais em betão armado pré-fabricado, constituem um dos elementos mais importantes em relação às estruturas betonadas in situ. As ligações são mecanismos que asseguram a transmissão de esforços de um elemento estrutural para outro. E a sua capacidade de transmissão de esforço está intimamente relacionada com a restrição dos graus de liberdade da ligação.

De uma forma geral, as estruturas pré-fabricadas estão sujeitas ao mesmo tipo de ações que uma estrutura betonada “in situ”, deste modo as características estruturais gerais a exigir a este tipo de estrutura são as mesmas que no caso de uma estrutura moldada “in situ”. No entanto existem aspetos específicos relacionados com as ligações entre elementos pré-fabricados ou entre estes e betão “in situ”; tais como resistência mecânica, ductilidade, durabilidade, resistência ao fogo, estabilidade e equilíbrio.

De acordo com os graus de liberdades restringidos as ligações classificam se em:

- a) **Ligações Simples**, (com liberdade de rotação) nestes casos, na obra, a ligação é executada, com apoios simples (com ou sem neoprene), utilização de pernos com grouts de ligação e/ou ligações aparafusadas(Figura 2.12).

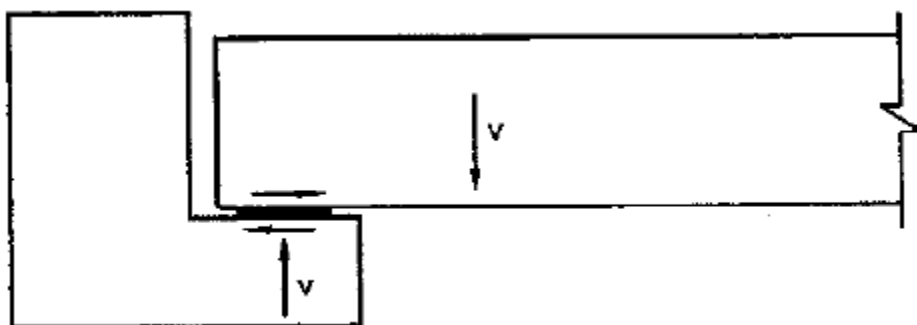


Figura 2.12-Ligações simplesmente apoiada [17]

- b) Ligações Articuladas: têm rigidez de flexão nula, mas transmitem esforços normais e transversos(Figura 2.13).

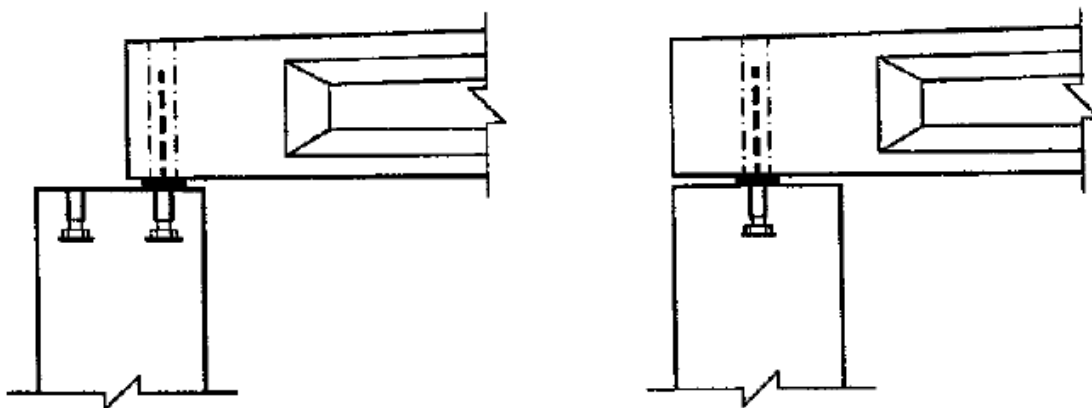


Figura 2.13-Ligações articuladas [17]

- c) Ligações Semi-Rígidas: são ligações em que se assume uma continuidade estrutural limitada, são permitidos movimentos de rotação, transmitem esforços normais e de corte. Os momentos flectores são transmitidos em conformidade com a deformabilidade por rotação (Figura 2.14).

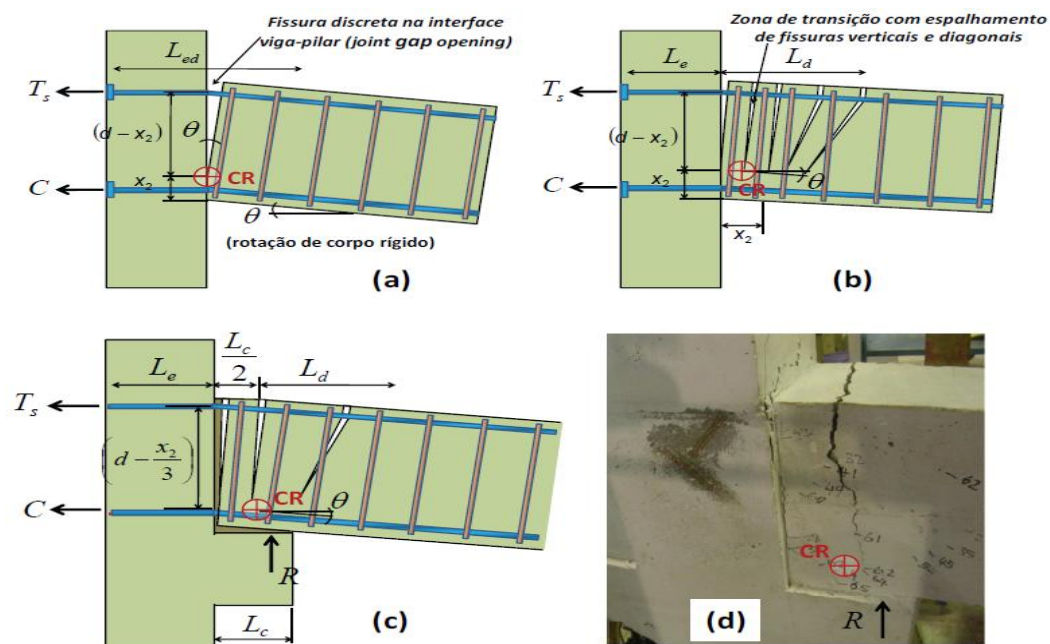


Figura 2.14-Ligação semi-rígida [18]

- d) Ligações Rígidas: a deformabilidade por rotação é nula, sendo garantida a total transmissão de momentos flectores, esforços normais e de corte (Figura 2.15).

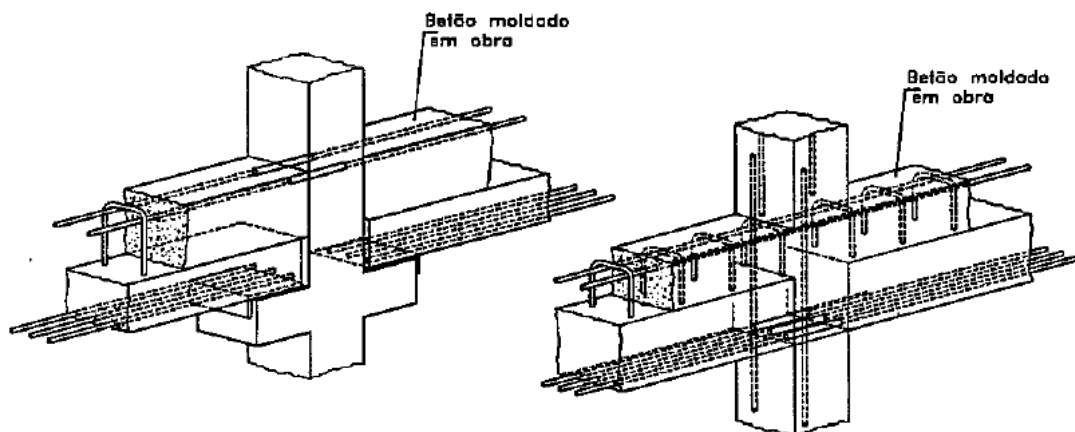


Figura 2.15-Ligações rígidas [17]

A Figura 2.16 ilustra pormenor de uma ligação encastrada pilar-função usadas nos edifícios industriais pré-fabricados.

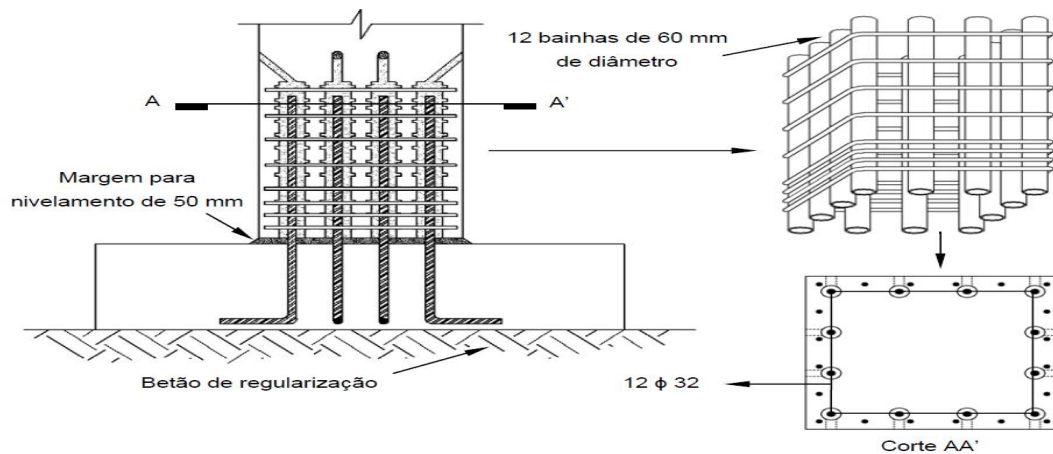


Figura 2.16-Ligação pilar-fundação [3]

Do ponto de vista do comportamento estrutural, a melhor localização para as ligações é nas zonas menos esforçadas, para diminuir a sua vulnerabilidade. Ora essas zonas estão normalmente localizadas aproximadamente a meia altura dos pilares e a um quarto do vão das vigas, o que, regra geral, dificulta a execução dessas ligações, ao mesmo tempo que pode tornar as peças pré - fabricadas mais complexas[33].

2.5.2 Elementos Constituintes

Cobertura em Desnível: A colocação de veneziana ou em outro material possibilita a ventilação e a iluminação interna da obra[45].

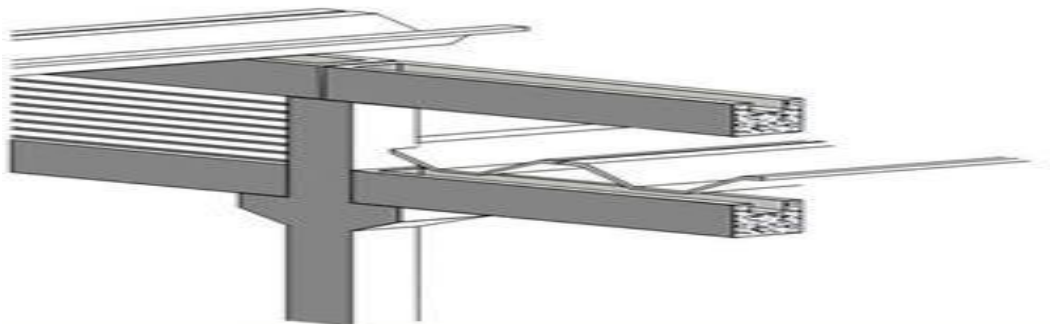


Figura 2.17-Edifício industrial com estrutura para suportar ponte rolante [45]



Figura 2.18-Madres em forma trapezoidal [12]



Figura 2.19-Viga com secção variável para grandes vãos [12]

Os Pormenores de fixação do trilho com a viga deverão ser estudados com o fabricante da ponte rolante.

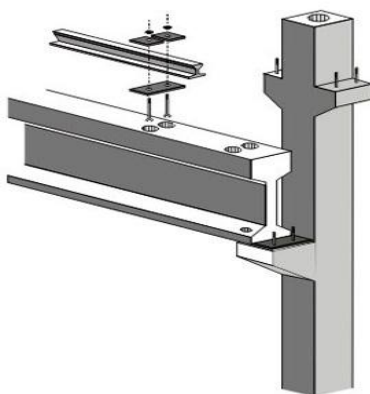


Figura 2.20-Pormenor da viga de ponte rolante[46]

Vigas de apoio: Em betão armado ou pré-esforçado. Utilizadas como apoio de paredes, lajes, vigas-telha W, caminho de pontes rolantes e como vigas de fechamento para pequenos vãos. As vigas se apoiam nas consolas sobre neoprenes dimensionados em função das cargas atuantes e são solidarizadas aos pilares[46].

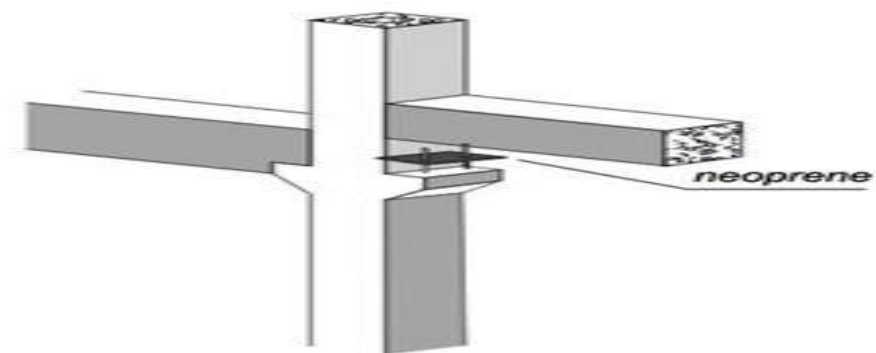


Figura 2.21-Pormenor da viga de apoio[46]

As consolas curtas podem ser dimensionadas com um modelo de escoras e tirantes.

A Figura 2.22 ilustra as disposições construtivas das consolas.

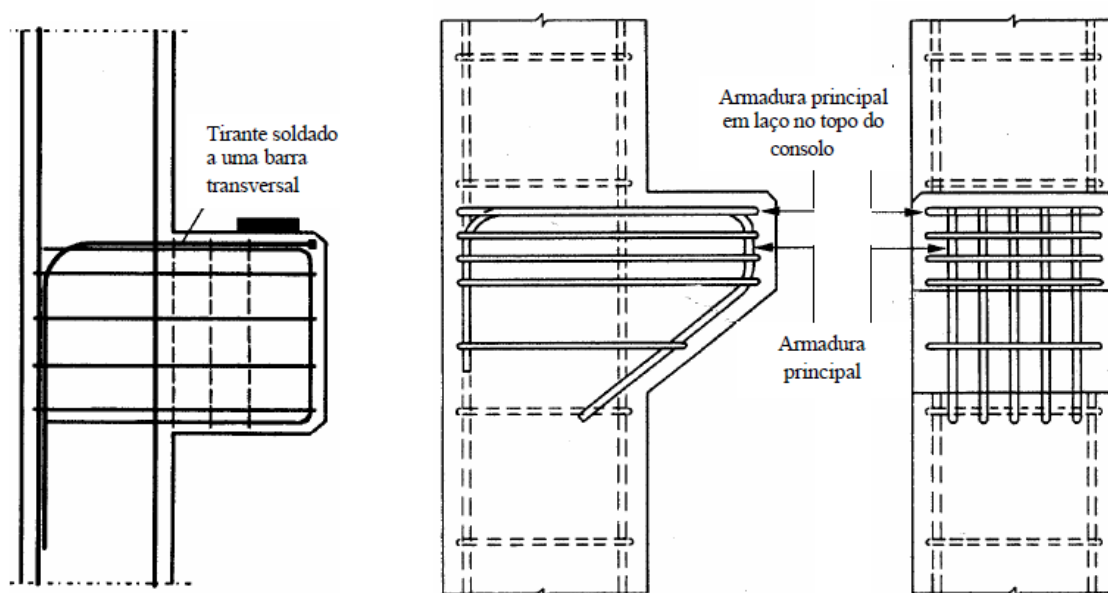


Figura 2.22-Consola curta [33]

Em betão armado pré-fabricado, os pilares possuem quando necessário, ducto central para escoamento das águas pluviais e consolas para apoio das vigas. As consolas podem ser de forma trapezoidal ou retangular.

Os pilares de betão armado pré-fabricados são industrializados em vários tamanhos, comprimentos e secções. As superfícies de betão são normalmente lisas e os cantos são chanfrados.

Os pilares geralmente requerem dimensões transversal mínima de $300 \times 300 \text{ mm}^2$ não somente por questões de fabrico mas também por questões construtivas. A dimensão de 300 mm fornece uma resistência ao fogo de duas horas, tornando-a adequada para uma grande variedade de edifícios.

Os pilares com um comprimento máximo de 20 metros ou 24 metros podem ser fabricados e erguidos numa única peça, ou seja, sem emenda, embora uma prática comum é trabalhar também com pilar de piso único. A Figura 2.23 ilustra um tipo de pilar.

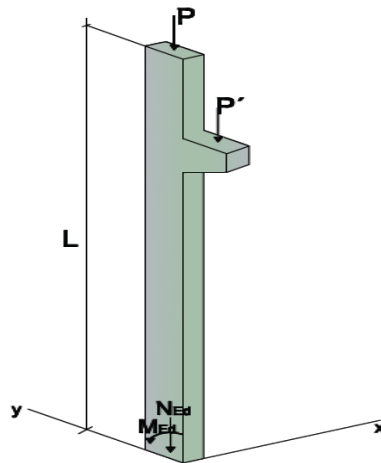


Figura 2.23-Pormenor de pilar com consola curta

O estudo do subsolo através de sondagens e a determinação das cargas da estrutura indicam o tipo de fundação a ser adotado. Quando o terreno apresentar más características, utilizam-se os blocos. Quando o terreno possuir boa capacidade de suporte utilizam-se as sapatas. Os blocos são moldados "in-situ". As sapatas podem ser moldadas "in-situ" ou pré-fabricadas (Figura 2.24). O colarinho permite o encastramento do pilar pré-fabricado na fundação. Na montagem, o pilar é solidarizado ao colarinho com argamassa.

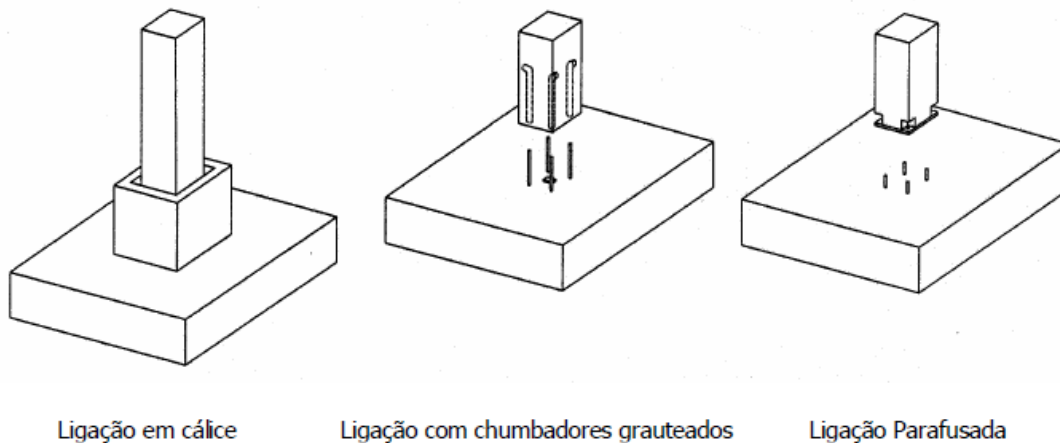


Figura 2.24-Pormenor das fundações pré-fabricadas [33]

2.6 Industrialização da Construção

A forma industrializada de construção, tem como vantagens:

- Alta capacidade-permitindo a realização de projetos importantes
- Fabricação de produtos acabados
- Menor tempo de construção - menos da metade das convencionais construções in-situ.

No processo de industrialização deve-se ter em conta alguns aspetos como a descofragem, transporte para área de armazenamento, armazenamento, condições de apoio e de carga, e o levantamento de modo a que o produto final apresente as características inerentes ao bom desempenho como, oportunidades para boa arquitetura, material resistente ao fogo, edifícios saudáveis, o consumo de energia reduzido através da capacidade de armazenamento de calor na massa de betão, forma ambientalmente amigável de construir, com ótima utilização de materiais, reciclagem de resíduos, menos ruído e pó, e deve proporcionar soluções rentáveis [6].

Nas Figuras 2.25 a 2.31 ilustram-se os processos a ter em conta no processo de industrialização das estruturas pré-fabricadas.

A Figura 2.25 ilustra o processo de armazenamento de estruturas pré-fabricadas.

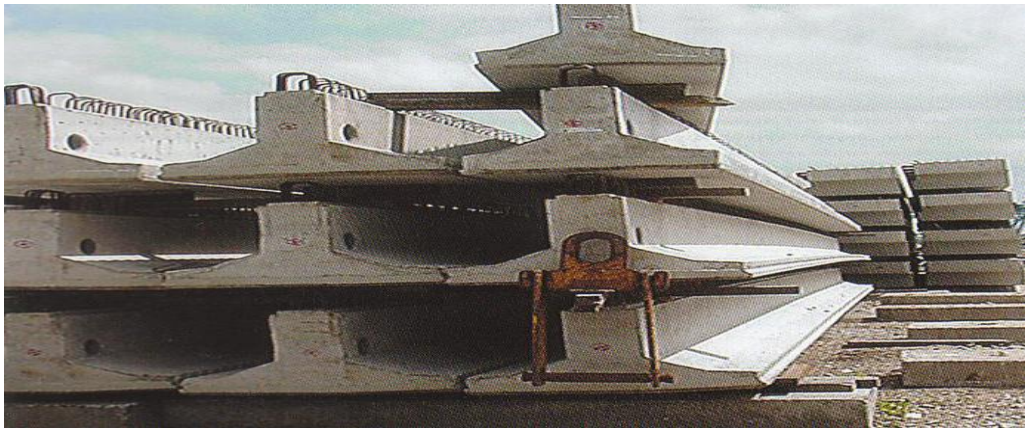


Figura 2.25-Armazenamento de estruturas pré-fabricadas [14]

A Figura 2.26 ilustra o processo de armazenamento de sapatas pré-fabricadas.



Figura 2.26-Armazenamento de fundações isoladas [42]

A Figura 2.27 ilustra o processo de montagem de um edifício industrial pré-fabricado.



Figura 2.27-Processo de montagem dos painéis laterais [12]

A Figura 2.28 ilustra o processo de fabrico de pilares pré-fabricados.



Figura 2.28-Plataforma de fabricação de pilares pré-esforçado [35]

A Figura 2.29 ilustra o processo de fabrico de vigas pré-fabricadas.



Figura 2.29-Plataforma de fabricação de vigas[12]

A Figura 2.30 ilustra o processo de fabrico de pilares.



Figura 2.30-Processo de fabrico cofragem e descofragem de pilares [37]

A Figura 2.31 ilustra o processo de transporte de estrutura pré-fabricada.



Figura 2.31-Processo de Transporte [14]

2.7 Materiais

2.7.1 Betão

2.7.1.1 Resistência

A resistência à compressão do betão é expressa em termos da resistência característica f_{ck} definida como o valor da resistência que apenas não é atingido em 5% de todos os resultados possíveis de ensaios para o betão especificado.

A resistência deve ser determinada em provetes moldados-cubos de 150mm ($f_{ck,cubo}$) ou cilíndricos de 150/300mm (f_{ck}) com a idade de 28 dias.

Refere-se que as regras de cálculo se baseiam unicamente no valor característico da resistência aos 28 dias referido a provetes cilíndricos, designado simplesmente por f_{ck} .

O betão é classificado de acordo com a sua resistência à compressão, definindo-se as classes de resistência conforme indicado no Quadro 2.1A. O primeiro número a seguir à letra C indica o valor característico da resistência à compressão referida a provetes cilíndricos, enquanto o segundo indica o mesmo valor referido a provetes cúbicos.

O valor de cálculo da resistência do betão à compressão f_{cd} obtém-se dividindo a resistência característica f_{ck} pelo coeficiente de segurança $\gamma_c = 1.5$.

A resistência à tracção do betão (f_{ct}) é definida como a tensão máxima que o betão pode suportar quando submetido à tracção simples. A resistência à tracção pode ser determinada através do ensaio de tracção axial ou obtida a partir da resistência à tracção por ensaio de compressão diametral ou da resistência à tracção por ensaio de flexão.

Os valores médios e característicos da resistência do betão à tracção foram obtidos a partir da resistência à compressão utilizando as seguintes expressões:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad (2.1)$$

$$f_{ctk\ 0.05} = 0.7 f_{ctm} \quad (2.2)$$

$$f_{ctk\ 0.95} = 1.3 f_{ctm} \quad (2.3)$$

em que:

f_{ctm} = valor médio da resistência à tracção

f_{ck} = valor característico da tensão de rotura à compressão em cilindros

$f_{ctk\ 0.05}$ = valor característico inferior da tensão de rotura à tracção

$f_{ctk\ 0.95}$ = valor característico superior da tensão de rotura à tracção

No Quadro 2.1 A indicam-se os valores destes parâmetros correspondentes às diferentes classes de resistência de betão.

Para o betão leve aplicam-se as mesmas classes de resistência precedidas pelo símbolo LC. As classes de resistência mínima para betão pré-esforçado são C25/30 para elementos pós-tensionados e C30/37 para elementos pré-tensionados.

O Eurocódigo 2 refere que os betões de classe de resistência inferior a C12/C15, não devem ser utilizados em obras de betão armado e pré-esforçado, a menos de justificação fundamentada [16].

Quadro 2.1 A- Características de resistência e de deformação do betão [10]

Classes de resistência do betão															Expressão analítica / Comentários
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ quantilho de 5%
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ quantilho de 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{ci} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver Figura 3.2 $\epsilon_{ci}^{(0,3)} = 0,7 f_{cm}^{0,3} < 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}^{(0,3)} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(0,53)} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}^{(0,53)} = 2,8 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(0,56)} = 1,75 + 0,56[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}^{(0,56)} = 2,8 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Por vezes, em diversas situações práticas, tem interesse estimar a resistência do betão para idades diferentes dos 28 dias. Este processo não é simples dado que o desenvolvimento da resistência no tempo depende de muitos parâmetros tais como o tipo e a classe de resistência do cimento, o tipo e quantidade de adições e adjuvantes, a razão A/c e as condições ambientais.

Todavia, um cálculo aproximado pode ser efetuado utilizando a seguinte expressão [16]:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2.4)$$

com

$$\beta_{cc}(t) = \exp\{s[1-(28/t/t_1)^{1/2}]\} \quad (2.5)$$

$f_{cm}(t)$ = resistência média do betão [MPa] na idade t [dias]

f_{cm} = resistência média do betão aos 28 dias de idade

$\beta_{cc}(t)$ = coeficiente que depende da idade do betão (t)

t = idade do betão [dias]

t_1 = 1 dia

s = coeficiente que depende da classe de resistência do cimento

Quadro 2.2-Classe de resistência do cimento [16]

Classes de Resistências	32.5	32.5R 42.4	42.5R 52.5
s	0.38	0.25	0.20

O betão é feito geralmente com agregados e cimento Portland. Para as unidades de fachada, agregados especiais e cimento Portland branco com pigmentos. Dependendo da aplicação dos produtos, algumas classes de resistência do betão utilizado são na ordem de C40/50 de acordo com o Eurocódigo 2: e nas vigas pré-esforçadas, pilares, TT-lajes, a tensão Característica é na ordem de C35/45 [12].

Os diagramas típicos de tensão-deformação de diversos betões para carregamentos de compressão monotónicas são apresentados na Figura 2.32.

A análise da Figura 2.32 permite concluir que os betões com baixas características resistentes apresentam uma maior ductilidade, e os betões com elevadas resistências apresentam-se mais frágeis [13].

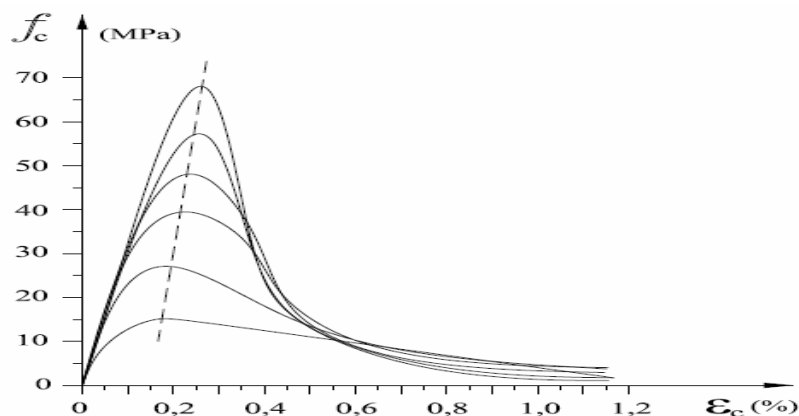


Figura 2.32-Diagrama tensão-deformação do betão para carregamentos monotónicos [13]

Através dos diagramas da Figura 2.32 podemos identificar três fases do comportamento mecânico do betão:

- 1 - Uma primeira fase com um ramo linear elástico indicando comportamento elástico.
- 2 - Uma segunda fase entre os 70% e 100% da tensão máxima onde é evidente uma redução da rigidez. É nesta fase que começam a desenvolver-se fissuras entre a pasta de cimento e os inertes (microfendilhação).
- 3 - Uma terceira fase corresponde à pós-rutura com a diminuição da tensão e o surgimento de fissuras visíveis até à total destruição do betão [13].

2.7.2 Aço

O comportamento típico das armaduras ordinárias (aço laminado a quente) à tracção é apresentado na Figura 2.33. Da análise desse gráfico constata-se que as armaduras com menor resistência apresentam um comportamento mais dúctil, enquanto que os aços com maior resistência apresentam menor ductilidade.

É normalmente assumido que os diagramas tensão-deformação do aço são idênticos em tracção e compressão, o que se tem verificado razoavelmente correto através de ensaios experimentais [13]

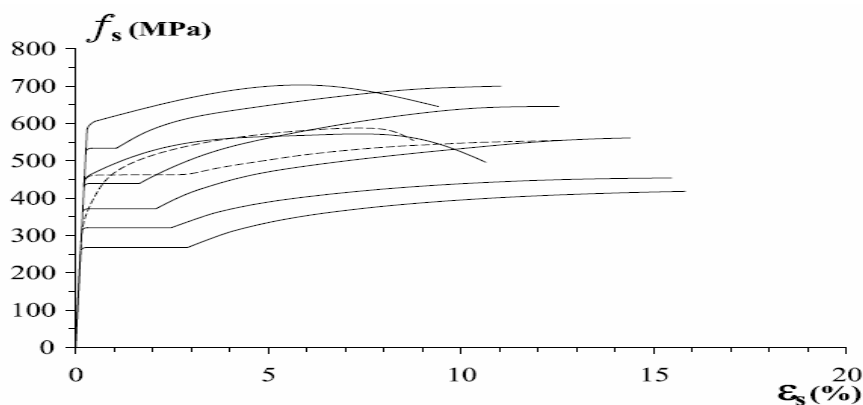


Figura 2.33-Diagrama tensão-deformação de aços de diversas classes, para ações monotónicas de forças de tracção [13]

Neste diagrama observam-se diferentes fases de comportamento. Na fase inicial, observa-se uma proporcionalidade entre as tensões e extensões, traduzida por uma constante chamada módulo de elasticidade (E_s), sendo designada por fase elástica. Esta fase ocorre até um determinado nível de tensão, designado por tensão limite de proporcionalidade. Em seguida, observa-se uma zona em que as extensões aumentam sob uma tensão praticamente constante (tensão de cedência f_y), designando-se esta zona por patamar de cedência. Posteriormente, verifica-se que a tensão aumenta novamente com a extensão até se atingir um valor máximo (tensão de rotura f_t), designando-se esta fase por endurecimento. Finalmente, verifica-se que a tensão diminui com a extensão até se atingir a rotura do varão.

As propriedades mecânicas do aço, como a resistência e deformabilidade, a soldabilidade, a aptidão para a dobragem e a aptidão para tratamento térmico dependem quase totalmente do teor em carbono. No caso das armaduras ordinárias, este teor é da ordem de 0.15 a 0.20% enquanto para as armaduras de pré-esforço é da ordem de 0.5 a 0.8%.

Os aços com boas características de soldabilidade apresentam teores em carbono inferiores a 0.20%, pelo que as armaduras ordinárias são, em geral, soldáveis. Pelo contrário, os aços de pré-esforço, devido ao seu elevado teor em carbono, não são soldáveis.

Os varões e fios têm a secção com forma aproximadamente circular, sendo fios quando o seu diâmetro é relativamente pequeno, permitindo o seu fornecimento em bobinas. As redes são constituídas por fios ou varões, ligados entre si, formando malhas rectangulares ou quadradas. As malhas em que as ligações são obtidas por soldadura designam-se por redes electro soldadas. Os varões são o tipo de armaduras mais utilizado no betão armado [16].

3 MÉTODOS DE ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

3.1 Método P-Delta

O efeito P-Delta, também conhecido como não-linearidade geométrica, envolve as relações de equilíbrio e de compatibilidade de um sistema estrutural carregado sobre a sua configuração deformada.

Em edifícios altos ou em edifícios com pilares esbeltos é fundamental considerar os efeitos dos deslocamentos e extensões pois são bastante significativos. E por outro lado, as acções verticais nomeadamente o peso próprio e as sobrecargas, geram momentos de segunda ordem, os quais causam deslocamentos adicionais. Este fenómeno traduz o efeito P-Delta.

O efeito P-Delta diz respeito às condições onde relativamente pequenos deslocamentos estão sujeitos a grandes forças externas e, a um acréscimo de momentos que resulta da deformação da estrutura, mais especificamente um deslocamento horizontal, o qual é consequência da alteração do ponto de aplicação das cargas verticais, não estando mais colineares com os pilares.

Se as deformações se tornarem suficientemente grandes, então as análises de grande-deslocamento e grande deformação tornam-se necessárias. As duas fontes de efeito P-Delta são ilustradas na Figura 3.34 e descritas da seguinte forma:

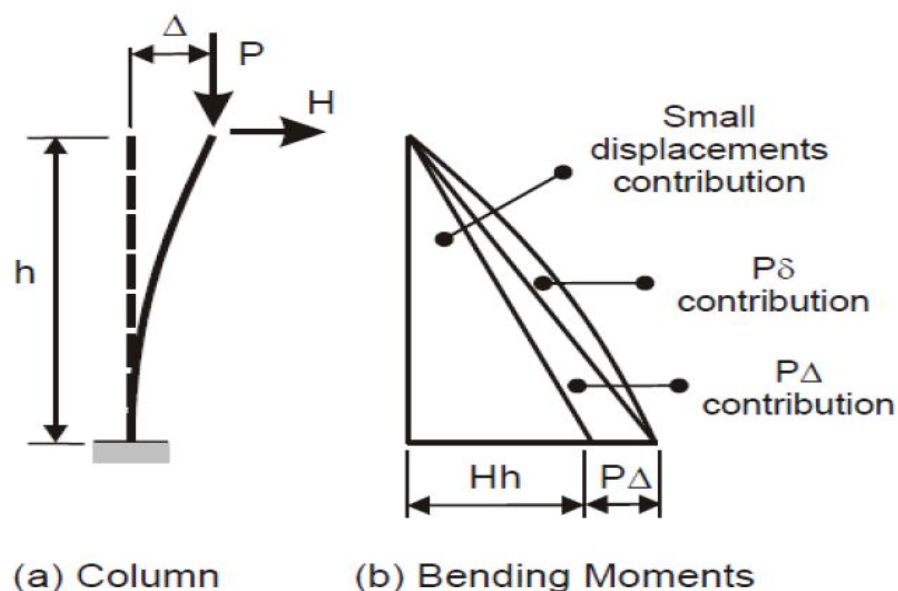


Figura 3.34 - P-Delta ao longo do pilar [38]

O efeito de $P-\delta$, ou P-delta-pequeno, está associado à deformação local em relação à corda do elemento entre os nós de extremidade. Normalmente, $P-\delta$ só se torna razoavelmente significativo com valores de grandes deslocamentos, ou especialmente em pilares esbeltos. Enquanto uma estrutura segue os requisitos de esbelteza relativamente à engenharia sísmica, não é aconselhável para modelo aplicar $P-\delta$, pois pode aumentar significativamente o tempo computacional sem fornecer o benefício de informações úteis. Uma maneira fácil de capturar esse comportamento é subdividir os elementos críticos em vários segmentos, transferindo o comportamento em efeito $P-\Delta$ [29].

o efeito $P-\Delta$, ou P-delta-grande, corresponde ao aparecimento de um momento desestabilizador nas condições de equilíbrio da estrutura, devido ao deslocamento lateral do ponto de aplicação das cargas. Ao contrário de $P-\delta$, este tipo de efeito de P-Delta é crítico para análise e modelação não-linear. Como ilustrado intuitivamente pela Figura 3.35, o carregamento da carga de gravidade vai influenciar a resposta estrutural sob deslocamento lateral significativo. $P-\Delta$ pode contribuir para a perda de resistência lateral, deformações residuais e instabilidade dinâmica [30]. Como ilustrado na Figura 3.36, diminui a rigidez lateral eficaz, reduzindo a capacidade de resistência em todas as fases da relação força-deformação [31]. Para considerar o efeito de $P-\Delta$ diretamente, a carga de gravidade deve estar presente durante a análise não-linear. O aplicativo causará aumento mínimo de tempo computacional e continuará a ser preciso para níveis de deriva até 10 [29].

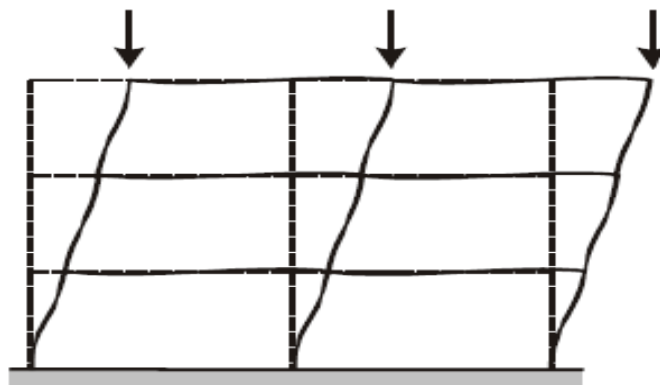


Figura 3.35 - P-Delta na estrutura [31]

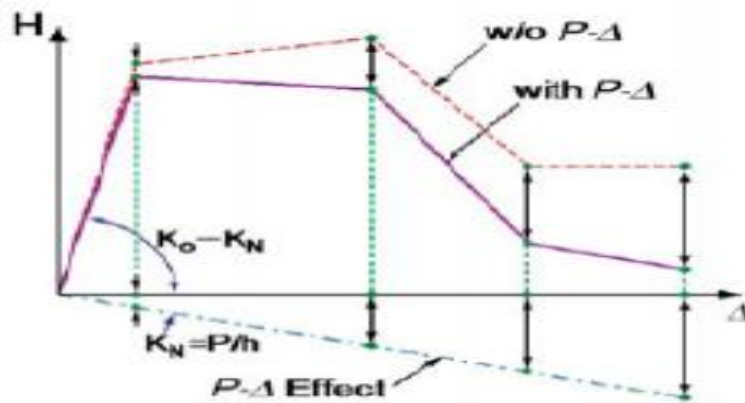


Figura 3.36 - P-Δ em relação F-D [31]

3.1.1 P-δ em Pilar em Consola

Agora, quando se observa o efeito de P-δ em um Pilar em consola, a resposta é mostrada na Figura 3.37:

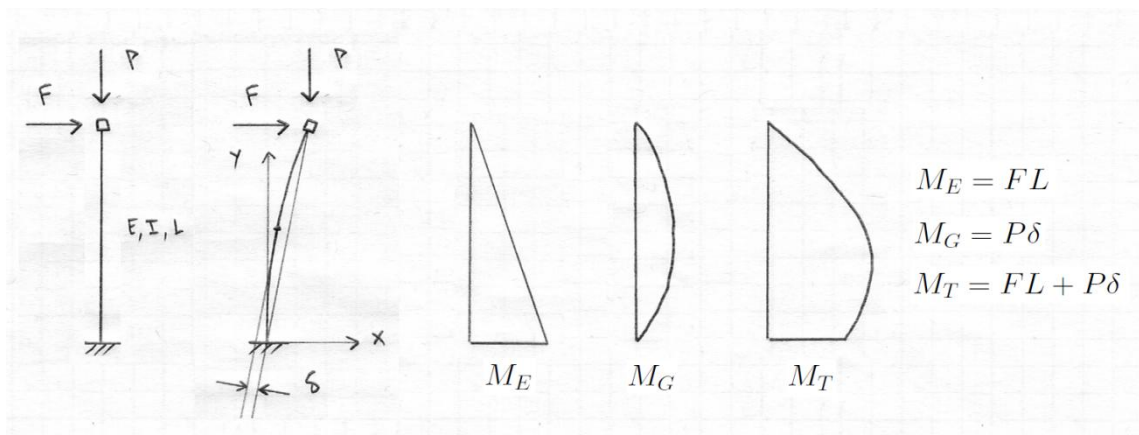


Figura 3.37 -P-δ Aplicada a um pilar em consola (curvatura única) [38]

No entanto, os pilares raramente deformam com curvatura única. Mais frequentemente, na análise e dimensionamento de edifícios com vários andares, os pilares deformam de acordo com um padrão de terceira ordem (cúbico) deslocamento sob dupla curvatura. Como ilustrado na Figura 3.38, o efeito P-δ é muito menos pronunciado porque um ponto de inflexão intercepta a corda do elemento perto do meio, anteriormente, onde o deslocamento da corda foi maior.

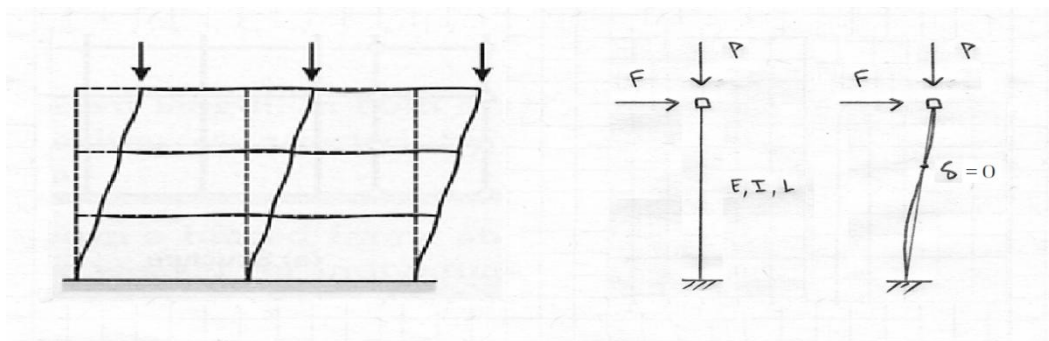


Figura 3.38-P- δ Aplicada a uma pilar em consola (dupla curvatura) [38]

3.1.2 P- Δ Pilar em Consola

No entanto, o que muitas vezes é importante, dado a esta condição de carregamento e o padrão de deslocamento de dupla curvatura, é o efeito P- Δ . Embora o deslocamento desvia da corda do elemento muito pouco, deslocamento lateral associado à deriva da história é significativo. Com níveis crescentes, a carga de gravidade tem um efeito maior sobre o comportamento mecânico, como mostrado na Figura 3.39. Efeito do P- Δ deve ser implementado durante o projeto, seja estático ou dinâmico, linear ou não linear.

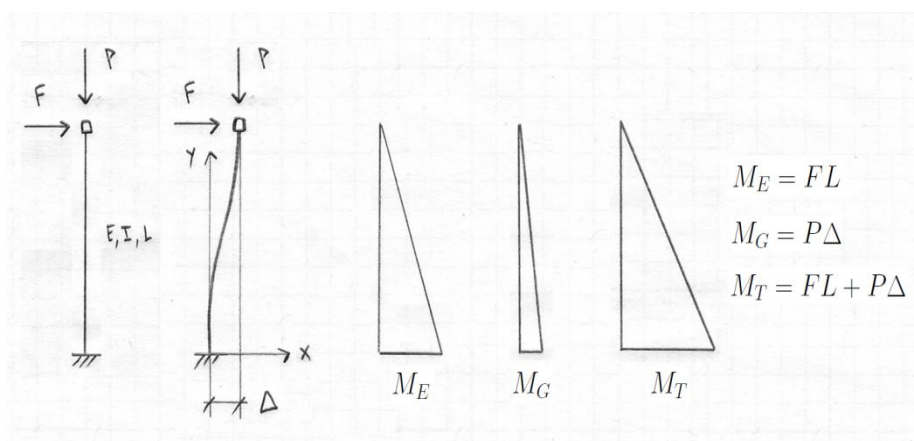


Figura 3.39-P- Δ Aplicada a um pilar em consola [38]

Existem algumas estruturas que pelas suas características, são lineares solicitadas no domínio dos pequenos deslocamentos e das pequenas deformações. Quer isto dizer que, é razoável estabelecer o equilíbrio na configuração não deformada inicial pois, as pequenas

deformações e deslocamentos não afetam os resultados, nomeadamente a determinação dos esforços internos e os deslocamentos. Considera-se nestes casos que a relação constitutiva tensão - extensão é linear.

O processo de conceção do programa exige que os resultados das análises incluem efeitos P-delta. Para os efeitos de estabilidade de pilar individual, a análise de momentos de primeira ordem são aumentados com momentos de segundo ordem.

Geralmente, códigos de projeto exigem a consideração de efeitos de segunda ordem P-Delta durante o cálculo de pórticos de betão armado. Estes efeitos são a translação lateral global do pórtico e a deformação local do pilar dentro do pórtico.

Considerando o feito do pórtico ilustrado na figura 3.40, que é extraída a partir de um andar de um edifício alto. a translação global do efeito no pórtico é indicado pelo Δ . A deformação local do elemento é mostrada como δ . O efeito total P-Delta de segunda ordem nesse pórtico é causado por Δ e δ .

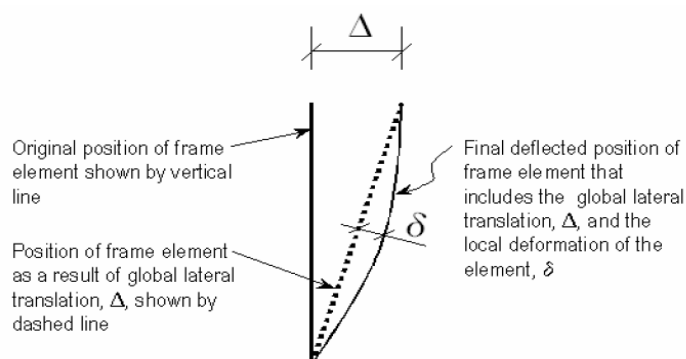


Figura 3.40 - Efeitos total de segunda ordem P-delta num elemento do pórtico causado Pelo Δ e δ . [20]

Duais principais formas de incluir efeito P-Delta na análise não-linear:

1. Para cada combinação de carregamento, crie um caso de análise não-linear, que inclui o parâmetro de não-linearidade geométrica P-Delta.
2. Para as cargas de gravidade antecipadas, crie um caso de análise P-Delta inicial que inclui o parâmetro de não-linearidade geométrica P-Delta e, em seguida, considera todas as outras análises como linear, enquanto usando a matriz de rigidez desenvolvida para este conjunto de cargas de P-Delta.

O Método P-Delta tem a seguinte sequência de cálculo de acordo com [25]:

1. Calcula-se o deslocamento horizontal elástico a_i em cada piso devido às ações horizontais (H_{sdi}) e verticais (V_{sdi});

2. Avalia-se o deslocamento relativo de cada piso i ;

$$\Delta a_i = a_{i-1} - a_i \quad (3.1)$$

3. Determinam-se as forças horizontais adicionais a introduzir em cada piso i devido à deformação da estrutura:

$$\Delta H_{sdi} = \sum_{j=i}^n V_{sdj} \times \frac{\Delta a_i}{l_i} \quad (3.2)$$

Em que l representa a altura do piso em análise e n o número total de pisos

4. Calcular novamente o deslocamento horizontal elástico para as ações do ponto 1 adicionando ΔH_{sdi} .

O processo iterativo termina quando as forças horizontais não diferirem significativamente em relação à iteração anterior.

3.2 Métodos Propostos no Eurocódigo 2

O processo de análise dos efeitos de segunda ordem em estruturas de betão armado pré-fabricadas é similar ao processo efetuado para estruturas de betão armado betonado in situ, mas tendo em consideração a fase de fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, montagem e serviço que podem condicionar o dimensionamento.

O cálculo rigoroso dos efeitos de 2ª ordem obriga a estabelecer as condições de equilíbrio na estrutura deformada, considerando o comportamento não linear do betão armado. Isto significa a realização de análises não lineares da estrutura tendo em conta as não linearidades geométricas e as não linearidades físicas dos materiais.

A quantificação dos esforços instalados numa dada estrutura, resultantes da aplicação de um conjunto de ações, é bastante influenciada pelo modelo de análise estrutural adotado. Essa análise poderá ser linear ou não linear.

A análise de utilização mais corrente é a análise linear e baseia-se na consideração de um comportamento linear elástico dos materiais da estrutura, em que a determinação dos efeitos

das ações nas estruturas é feita considerando a sua geometria inicial, ou seja apenas a sua forma antes das ações serem aplicadas.

Quando na quantificação dos esforços não se considerar a evolução da sua deformada, estes esforços designam-se por esforços de 1ª ordem (Figura 3.41), em que se pode estabelecer uma proporcionalidade direta entre as forças e os deslocamentos, resultando das ações aplicadas na estrutura e, também, dos efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas e de desvios na posição das cargas, que devem ser considerados na análise dos estados limites últimos das estruturas.

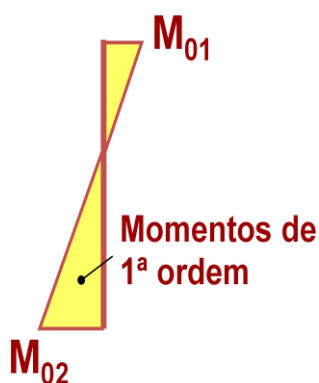


Figura 3.41-Momentos de 1ª ordem [11]

No entanto, os deslocamentos provocados pelas ações numa dada estrutura alteram a sua geometria, pelo que uma análise considerando esta nova forma deve ser realizada, o que, por sua vez, introduz uma nova alteração na sua geometria. Com efeito, uma avaliação mais correta, e portanto mais precisa, do comportamento da estrutura necessita da consideração da sua deformada na quantificação dos esforços e a atualização da sua geometria ao longo do processo de carregamento.

Este efeito da consideração da deformada designa-se por comportamento não linear geométrico, em que não se pode estabelecer uma proporcionalidade direta entre as ações e os deslocamentos, e permite, eventualmente aliado ao comportamento não linear material que está ligado às propriedades dos materiais constituintes, o betão e o aço, avaliar a componente de esforços a que se designam de 2ª ordem (Figura 3.42).

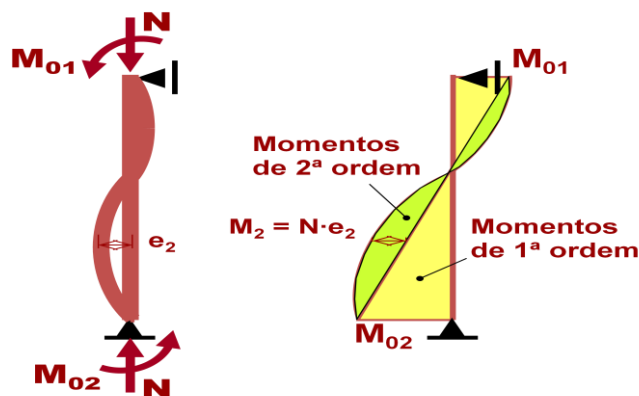


Figura 3.42 - Momentos de 2ª ordem [11]

Caso o pilar esteja carregado excentricamente, a excentricidade e , na secção A-A, fica aumentada do valor Δ no estado deformado (Figura 3.43).

Consequentemente o momento flector nessa secção $M_A^{(I)} = Pxe$ (pela teoria de 1ª Ordem), cresce até o valor de $M_A^{(II)} = P(e + \Delta)$. Em pilar esbeltos Δ não pode ser desprezado em relação a e . Para garantir o equilíbrio entre momentos internos e externos, as condições de equilíbrio devem ser satisfeitas no sistema deformado (teoria de 2ª ordem). A base de cálculo das deformações são os diagramas tensão-deformação dos materiais considerados, onde se deve dar atenção à dispersão dos valores de todas as suas características.

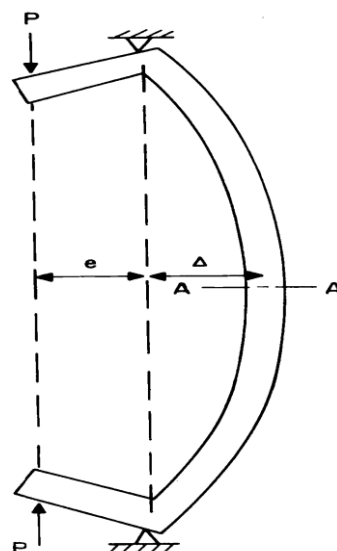


Figura 3.43-Pilar esbelto submetido a uma carga de compressão excêntrica

A regulamentação permite a utilização de métodos simplificados para quantificar os efeitos de 2ª ordem (Eurocódigo 2).

3.2.1 Classificação das Estruturas

Quanto à mobilidade o EC2 classifica as estruturas, através da existência de elementos de grande rigidez que se designam por elementos de contraventamento. De acordo com o EC2, elementos que contêm elementos de contraventamento designam-se por elementos contraventados e, por outro lado, se não tiverem designam-se por elementos não contraventados. A figura 3.44 ilustra diferentes sistemas de contraventamento em estruturas habitualmente utilizados.



Figura 3.44-Elementos ou sistemas de contraventamento [11]

3.2.2 Imperfeições Geométricas

Nos elementos em compressão axial e a estruturas submetidas a cargas verticais, os efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas da estrutura e desvios na posição das cargas devem ser considerados na verificação da segurança. As imperfeições geométricas das secções transversais são normalmente consideradas nos coeficientes de segurança dos materiais. Não deverão ser incluídas na análise estrutural.

As imperfeições devem ser tidas em conta na verificação dos estados limites últimos, tanto nas situações de projeto persistentes como nas acidentais. Não têm que ser consideradas nas verificações aos estados limites de utilização.

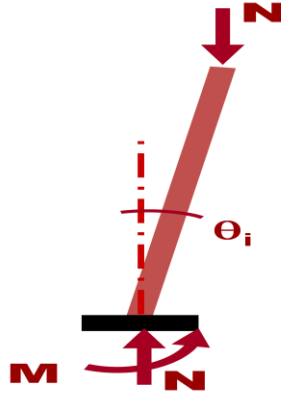


Figura 3.45-Imperfeições geométricas num pilar isolado [11]

As imperfeições poderão ser representadas por uma inclinação, θ_i , dada por:

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (3.3)$$

onde,

θ_0 é o valor da inclinação base que pode ser tomado igual a 1/200.

α_h é o coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura:

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m é o coeficiente de redução relativo ao número de elementos:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times (1 + 1/m)};$$

l é o comprimento ou altura (m);

m é o número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

A definição de l e m depende do efeito considerado, para o qual é possível distinguir três casos:

- i) Efeito num elemento isolado: l = comprimento real do elemento, $m=1$.
- ii) Efeito num sistema de contraventamento: l = altura do edifício, m =número de elementos verticais que transmitem a força horizontal ao sistema de contraventamento.
- iii) Efeito nos pavimentos de contraventamentos ou nos diafragmas de coberturas que distribuem as cargas horizontais: l =altura do piso, m = número de elementos verticais nos pisos que transmitem a força horizontal total.

Para elementos isolados o efeito das imperfeições poderá ser considerado de duas formas:

a) Como uma excentricidade, e_i , dada por:

$$e_i = \theta_i \times l_0 / 2 \quad (3.4)$$

Em que l_0 é o comprimento de encurvadura.

Para paredes e pilares isolados em estruturas contraventadas, $e_i = l_0/400$ pode ser sempre utilizado como simplificação, correspondente a $\alpha_h=1$.

b) Como uma força transversal H_i , na posição que conduz o momento máximo:

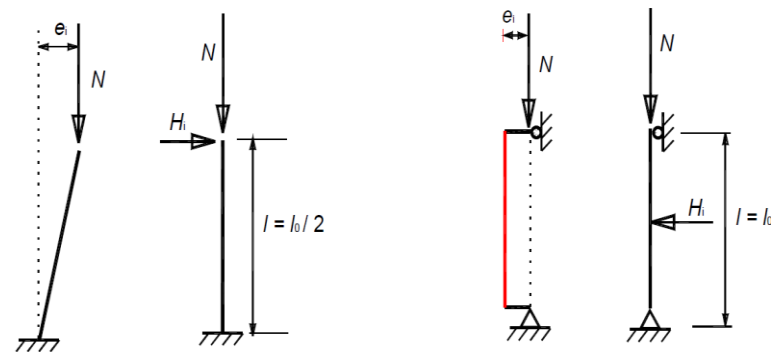
Para elementos não contraventados:

$$H_i = \theta_i \times N \quad (3.5)$$

Para elementos contraventados :

$$H_i = 2 \times \theta_i \times N \quad (3.6)$$

Onde N é o esforço normal.



a1) Não contraventado

a2) Contraventado

a) Elementos isolados sujeitos a esforço normal excêntrico ou a uma força transversal

Figura 3.46-Efeito das imperfeições [10]

3.2.3 Critérios simplificados para a não consideração dos efeitos de 2ª ordem

3.2.3.1 Critério da esbelteza para elementos isolados

Os efeitos de segunda ordem poderão ser ignorados se a esbelteza λ for inferior a um determinado valor λ_{lim} .

O valor recomendado de λ_{lim} é definido por:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}} \quad (3.7)$$

em que:

$$A = \frac{1}{(1 + 0.2 \times \varphi_{ef})} \quad (\text{Se } \varphi_{ef} \text{ não for conhecido, pode adotar-se } A = 0,7);$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} \quad (\text{Se } \omega \text{ não for conhecido, pode adotar-se } B = 1,1);$$

$$C = 1.7 - r_m \quad (\text{se } r_m \text{ não for conhecido, pode adotar-se } C = 0,7).$$

A seguinte figura mostra os diferentes valores que este coeficiente pode ter consoante os momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar.

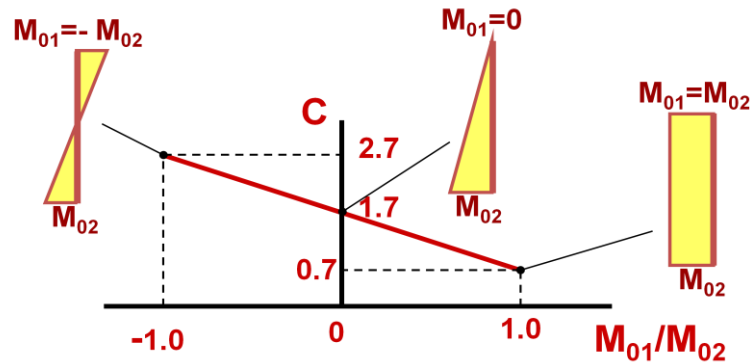


Figura 3.47-Valores do coeficiente C dependendo dos valores dos momentos de 1ª ordem nas extremidades [11]

φ_{ef} Coeficiente de fluência

$\omega = (A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd})$; taxa mecânica de armadura;

A_s área total da secção da armadura longitudinal;

$n = (N_{Ed}) / (A_c f_{cd})$; esforço normal reduzido;

$r_m = (M_{01}) / (M_{02})$;

M_{01}, M_{02} momentos de primeira ordem nas extremidades com $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

No caso de os momentos nas extremidades, M_{01}, M_{02} , produzirem tracção no mesmo lado, r_m deverá ser considerado positivo (ou seja, $C \leq 1.7$) caso contrário deve ser considerado negativo (ou seja $C > 1.7$).

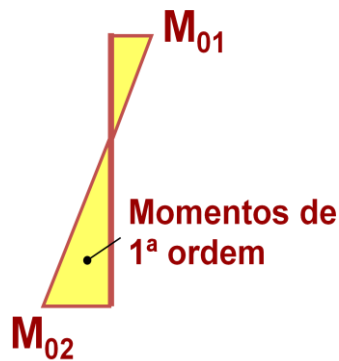


Figura 3.48-Momentos de 1ª ordem para obter r_m [11]

O coeficiente de esbelteza é definido da seguinte forma:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} \quad (3.8)$$

em que:

l_o comprimento efetivo.

i raio de giração da secção de betão não fendilhada.

3.2.3.2 Efeitos globais de 2ª ordem

Os efeitos globais de segunda ordem em edifícios poderão ser ignorados se;

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (3.9)$$

em que:

$F_{V,Ed}$ carga vertical total (nos elemento contraventados e nos de contraventamentos);

n_s número de pisos;

L altura total do edifício acima do nível de encastramento;

E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

I_c momento de inércia da secção de betão não fendilhada dos elementos de contraventamento;

$k_1 = 0.31$.

3.2.4 Comprimento de Encurvadura

De uma forma geral o comprimento efetivo para elementos isolados de secção transversal constante estão representados na figura 3.26.

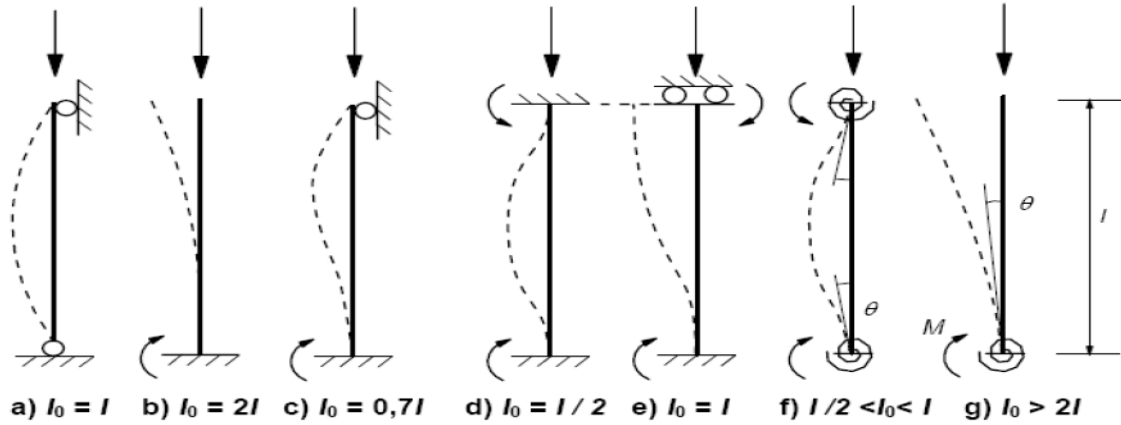


Figura 3.49-Diferentes modos de encurvadura e respectivos comprimentos efetivos [10]

Para os elementos comprimidos de pórticos regulares, o critério de esbelteza deverá ser verificado com um comprimento efetivo l_0 determinado da seguinte forma:

Elementos contraventados:

$$l_0 = 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)} \quad (3.10)$$

Elementos não contraventados:

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{\left(1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right)}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right\} \quad (3.11)$$

em que:

k_1 k_2 flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades 1 e 2, respectivamente:

$$k = (\Theta/M)/(EI/l)$$

Θ rotação dos elementos que se opõem à rotação para momento flector M ; Figura 3.49 f) e g);

EI rigidez de flexão do elemento comprimido;

l altura livre do elemento comprimido entre ligações de extremidades;

$k = 0.1$ correspondente ao encastramento e $k = 10$ corresponde a um apoio de livre rotação, para k_1 e k_2 respectivamente.

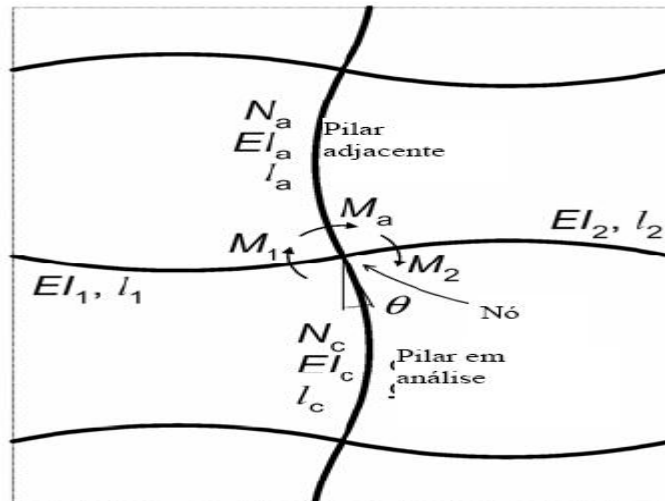


Figura 3.50-Grandezas envolvidas na determinação dos fatores de rigidez K_i [26]

Posto isto temos, então que:

EI_c/l_c - é a rigidez rotacional do(s) elemento(s) comprimidos

Θ_i/M_i - é a rigidez rotacional do(s) elemento(s) de restrição

Relativamente às rigidezes tanto dos pilares como das vigas, através do exemplo a seguir representado, vê-se como determinar as rigidezes relativas de rotação nas restrições das extremidades segundo o EC2 para o pilar a Figura 3.51.

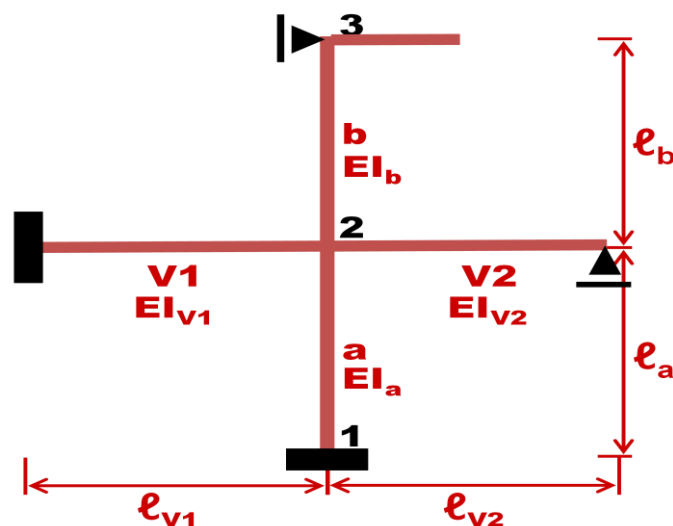


Figura 3.51-Grandezas intervenientes no cálculo das rigidezes relativas de rotação nos elementos de restrição e comprimidos para a estrutura representada [11]

De acordo com a Figura 3.51 a rigidez relativa de rotação nas restrições das extremidades dos pilares é dada por:

$$\left(\frac{\theta}{M}\right) = \frac{1}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}} \quad (3.12)$$

e representa a rigidez rotacional dos elementos de restrição, isto é, das vigas. Esta expressão ilustra os momentos necessários para infligir uma rotação unitária em ambas as vigas que estão ligadas à extremidade 2 do pilar em estudo tendo em consideração as condições de apoio das mesmas que, por serem diferentes dão origem a momentos diferentes.

$$\left(\frac{EI}{l}\right) = \left(\frac{EI}{l}\right)_a + \left(\frac{EI}{l}\right)_b \quad (3.13)$$

representa a rigidez dos elementos comprimidos, isto é, dos pilares. Nos pilares, independentemente das condições de apoio, a rigidez é sempre igual a EI/l .

Sendo assim, verificamos que a rigidez no nó 2, k_2 , é igual a:

$$k_2 = \frac{\left(\frac{EI}{l}\right)_a + \left(\frac{EI}{l}\right)_b}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}} \quad (3.14)$$

No nó 1 estamos perante um caso de rigidez nas fundações. Teoricamente, nas fundações $k = 0$ correspondente a encastramento perfeito. Como apenas raramente o encastramento é perfeito, o EC2 estipula, por razões de segurança, que o valor da rigidez seja igual a 0,1 ($k = 0,1$).

Por outro lado, no caso do nó 3, temos um apoio livre de rotação. O EC2 estipula que nestes casos $k = \infty$, que por simplificação considerou-se um valor de $k = 10$.

No presente trabalho foi necessário determinar as rigidezes tanto das vigas como dos pilares de modo a obter as rigidezes das ligações viga-pilar e com ajuda do programa de estruturas Sap 2000. Foi possível determinar, para além dos esforços de 1ª ordem das estruturas, as rotações e os momentos dos nós em cada pilar.

Esse procedimento foi feito na estrutura cuja análise foi feita tendo em linha de contas a rigidez das ligações vigas-pilar.

3.2.5 Métodos de análise

3.2.5.1 Método geral

O método geral baseia-se numa análise não linear, incluindo a não linearidade geométrica, ou seja, os efeitos de segunda ordem. Aplicam-se as regras gerais da análise não linear.

Este método é válido para qualquer tipo de elemento estrutural ou estrutura submetida a qualquer tipo de carregamento. Trata-se de uma metodologia que envolve um esforço de cálculo significativo e a sua utilização no projeto de estruturas apenas se justifica em algumas situações particulares.

Na ausência de modelos mais pormenorizados, a fluência poderá ser considerada multiplicando todos os valores da extensão do diagrama tensões-extensões do betão, por um coeficiente $(1+\phi_{ef})$, em que ϕ_{ef} é o coeficiente efetivo de fluência.

3.2.5.2 Método baseado na curvatura nominal

O método baseado na estimativa da curvatura nominal é adequado para elementos isolados com secções transversais simétricas e constante, sujeitos a uma força nominal constante e com um comprimento efetivo l_0 definido.

O momento flector total de cálculo obtido pela soma dos momentos de primeira e segunda ordem dado pela expressão:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (3.15)$$

onde,

M_{Ed} momento total de cálculo

M_{0Ed} momento de primeira ordem, incluindo os efeitos de imperfeições

M_2 momento nominal de segunda ordem

O método permite o cálculo do momento de segunda ordem a partir de uma estimativa da curvatura da estrutura em equilíbrio. Essa estimativa consiste na escolha do coeficiente c que depende da distribuição da curvatura dos momentos de primeira e segunda ordem, e de uma excentricidade e_2 provocada pelos efeitos de segunda ordem. O produto dessa

excentricidade pelo esforço axial atuante de cálculo geram o momento de segunda ordem dado pela expressão:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (3.16)$$

Onde,

e_2 excentricidade de segunda ordem, que pode ser dada por;

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad (3.17)$$

Onde,

$\frac{1}{r}$ é a curvatura estimada

c é um fator que depende da distribuição da curvatura total sendo utilizado normalmente o valor de $c \approx 10$ para curvatura sinusoidal a, $c = 8$ para curvatura constante.

l_0 é o comprimento efetivo de curvatura

3.2.5.2.1 Cálculo da curvatura

Para o cálculo da curvatura no caso dos elementos referenciados acima incluindo as armaduras poderá adotar-se:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \quad (3.18)$$

em que

K_r fator de correção dependente do esforço normal que deve ser menor ou igual a unidade e pode ser estimado pela figura 3.54 ou determinado por:

$$K_r = \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, 1\right) \quad (3.19)$$

K_φ coeficiente que tem em conta a fluência, devendo ser maior ou igual a unidade e é dado por:

$$K_\varphi = \max(1 + \beta \times \varphi_{ef}; 1) \quad (3.20)$$

onde φ_{ef} é o coeficiente de fluência efetivo e β é um parâmetro dado por:

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (3.21)$$

onde,

λ esbelteza

n é o esforço normal reduzido e determinado por:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (3.22)$$

onde n_u é o valor máximo do esforço axial reduzido e dado por:

$$n_u = 1 + \omega \quad (3.23)$$

onde,

ω é a percentagem mecânica de armaduras e dado por:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (3.24)$$

onde,

A_c é a área de corte da secção;

A_s é a área total de armaduras da secção;

n_{bal} é o valor de n quando o momento resistente é máximo, podendo adotar-se o valor de 0,4 de acordo com a Figura 3.52;

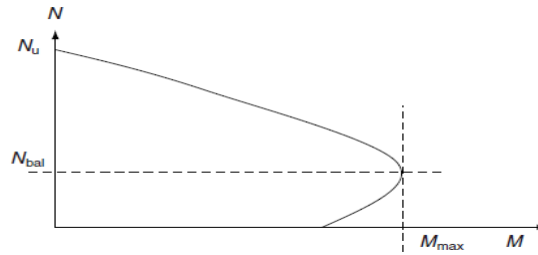


Figura 3.52-Força axial para uma secção balanceada [27]

A curvatura $1/r_0$ associada à deformada final do elemento é calculada de forma aproximada, admitindo que as armaduras de tracção e compressão apresentam uma extensão igual à extensão de cedência conforme ilustra a figura 3.53.

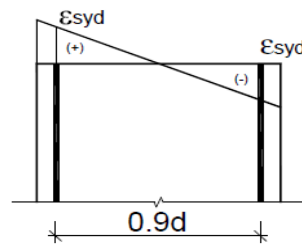


Figura 3.53-Modelo que define a curvatura base [34]

$\frac{1}{r_0}$ é a curvatura base sendo dada por:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{syd} + \varepsilon_{syd}}{0,9d} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \quad (3.25)$$

onde,

ε_{yd} é o valor de dimensionamento da extensão de cedência do aço e é dado por:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.26)$$

d é a altura útil e é dado por:

$$d = (h/2) + i_s \quad (3.37)$$

i_s é o raio de giração da secção total de armaduras

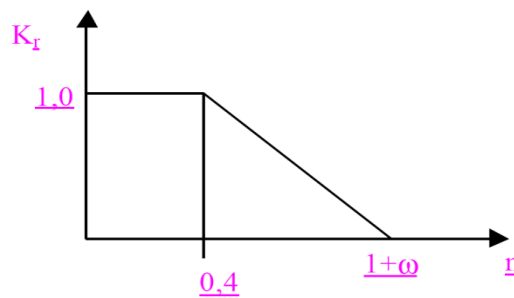


Figura 3.54-Gráfico para determinar o parâmetro K_r [28]

3.2.5.3 Método baseado numa rigidez nominal

O método baseado numa rigidez nominal, deve ser usado para uma análise dos efeitos de segunda ordem tendo em conta os valores nominais da rigidez de flexão e, no comportamento global, devem-se considerar os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência, o que se aplica igualmente aos elementos adjacentes que intervêm na análise.

Esse método pode ser utilizado em elementos isolados para uma secção dada.

O momento de cálculo total, incluindo o momento de segunda ordem, poderá ser expresso como uma majoração do valor do momento flector resultante de uma análise de primeira ordem e, é dado por:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (3.28)$$

em que:

M_{0Ed} momento de primeira ordem

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço nominal;

N_B é a carga de encurvadura baseada na rigidez nominal e dado por;

$$N_B = \left(\frac{\pi}{l_0} \right)^2 \cdot EI \quad (3.29)$$

β é um coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e de segunda ordem.

Para elementos isolados de secção transversal constante e solicitados por um esforço normal constante, poderá geralmente admitir-se que o momento de segunda ordem tem distribuição sinusoidal e, é dado por:

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (3.30)$$

em que:

c_0 é o coeficiente que depende da distribuição do momento de primeira ordem e toma valores de $c_0 = 8$ para um momento de primeira ordem constante, $c_0 = 9,6$ para uma distribuição parabólica e $c_0 = 12$ para uma distribuição triangular simétrica.

N_B é calculado a partir de uma estimativa da rigidez nominal EI obtida a partir da adição de dois termos, um relativo ao betão outro relativo a armadura e sujeito a percentagem geométrica de armadura ρ .

Para elementos sem cargas aplicadas entre as suas extremidades, os momentos de primeira ordem M_{01} e M_{02} , poderão ser substituídos por um momento de extremidade de primeira ordem equivalente M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (3.31)$$

M_{01} e M_{02} deverão ter o mesmo sinal se produziram tracção na mesma face e, no caso contrário, deverão ter sinais opostos. O valor absoluto do momento M_{02} deverá ser superior ou igual ao valor absoluto de M_{01} .

Para estimar a rigidez nominal de elementos comprimidos esbeltos de secção transversal qualquer, poderá ser utilizada a expressão:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (3.32)$$

em que

E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

I_c momento de inércia da secção transversal de betão;

I_s momento de inércia das armaduras, em relação ao centro da área do betão;

E_s valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

K_c coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação, da fluência, etc;

K_s coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras;

Os coeficientes apresentados em seguida poderão ser utilizados na expressão (3.32), desde que a percentagem geométrica de armadura seja superior 0.2%:

$$K_s=1 \quad (3.33)$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (3.34)$$

em que :

ρ percentagem geométrica de armaduras, A_s/A_c ;

A_s área total das armaduras;

A_c área da secção transversal de betão;

φ_{ef} coeficiente de fluência efetivo;

k_1 coeficiente que depende da classe de resistência do betão, expressão(3.35)

k_2 coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza, expressão(3.36)

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} (MPa) \quad (3.35)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (3.36)$$

em que:

n esforço normal reduzido dado pela expressão (3.22);

λ coeficiente de esbelteza

Se o coeficiente de esbelteza λ não estiver definido, k_2 pode ser tomado como;

$$k_2 = 0,30 \cdot n \leq 0,20 \quad (3.37)$$

Como alternativa poderão ser utilizadas as expressões (3.38) e (3.39) respectivamente desde que $\rho \geq 0,01\%$;

$$k_s = 0 \quad (3.38)$$

$$k_c = \frac{0,3}{(1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef})} \quad (3.39)$$

Nas estruturas hiperestáticas deverão considerar-se os efeitos desfavoráveis da fendilhação dos elementos adjacentes ao elemento considerado. Em geral, a expressão (3.32) não se aplica a esses elementos. A fendilhação parcial e a contribuição do betão tracionado poderão então ser consideradas. Nestes casos a rigidez deverá ser estimada a partir do módulo de elasticidade efetivo do betão:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (3.40)$$

em que,

E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

φ_{ef} coeficiente de fluência efetivo, poderá utilizar-se o valor considerado para os pilares.

3.2.6 Verificação da segurança de elementos sujeitos a flexão composta desviada

Sempre que se verifique a existência de flexão composta desviada, podem usar-se os métodos simplificados efetuando a análise separada nas duas direções, devendo haver um cuidado especial na seleção da secção crítica da peça, onde a combinação de esforços é condicionante.

As imperfeições geométricas podem ser consideradas apenas na direção mais desfavorável.

A verificação biaxial pode ser dispensada caso se verifique as seguintes condições:

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} \leq 2; \quad \frac{\lambda_y}{\lambda_x} \leq 2 \quad (3.41)$$

e

$$\frac{e_x / h_{eq}}{e_y / b_{eq}} \leq 0,2; \quad \frac{e_y / b_{eq}}{e_x / h_{eq}} \leq 0,2 \quad (3.42)$$

onde

b, h são, respectivamente, a largura e altura da secção;

$b_{eq} = i_y \times 12^{0.5}$ e $h_{eq} = i_x \times 12^{0.5}$ para uma secção rectangular equivalente;

λ_y, λ_x são, respectivamente, os coeficientes de esbelteza nos planos y e x;

i_y, i_x são os raios de giração correspondentes aos planos y e x, respectivamente

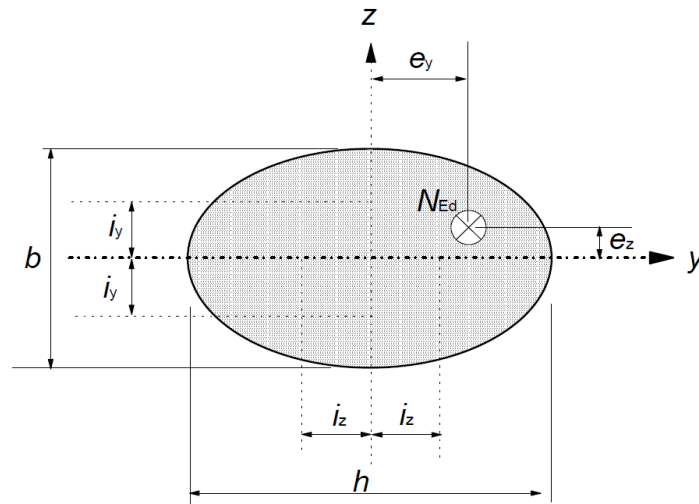


Figura 3.55-Definição das excentricidades e_y e e_z [10]

$e_x = M_{Edy} / N_{Ed}$ é a excentricidade no plano x;

$e_y = M_{Edx} / N_{Ed}$ é a excentricidade no plano y;

M_{Edy} é o momento de dimensionamento no plano y;

M_{Edx} é o momento de dimensionamento no plano x;

N_{Ed} é o valor de carga axial de dimensionamento.

Caso não se verifiquem as condições anteriores, é necessário ter em consideração a flexão composta biaxial, incluindo os efeitos de 2ª ordem em cada direcção.

Simplificadamente, para a consideração da flexão biaxial pode utilizar-se o seguinte critério,

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (3.43)$$

onde,

$M_{Edx/y}$ é o momento de dimensionamento em torno do respectivo plano, incluindo os efeitos de segunda ordem;

$M_{Rdx/y}$ é o momento resistente na direcção respectiva;

α é um coeficiente que depende da forma da secção transversal e que toma os seguintes valores:

- Secções circulares ou elípticas: $\alpha = 2$
- Secções rectangulares temos o resumo no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 -Valores do parâmetro α

N_{Ed}/N_{Rd}	≤ 0.1	0.7	1.0
α	1.0	1.5	2.0

N_{Ed} é o valor de dimensionamento do esforço axial;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ é o valor de dimensionamento do esforço resistente de tracção da;

A_c é a área de corte da secção;

A_s é a área de corte das armaduras longitudinais.

Grandezas adimensionais:

- Esforço normal reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad (3.44)$$

- Momentos flectores reduzidos:

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,y}}{bh^2 f_{cd}} \quad (3.45)$$

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,x}}{b^2 h f_{cd}} \quad (3.46)$$

- Percentagem mecânica de armadura

$$\omega_{Total} = \frac{A_{s,Total}}{bh} \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (3.47)$$

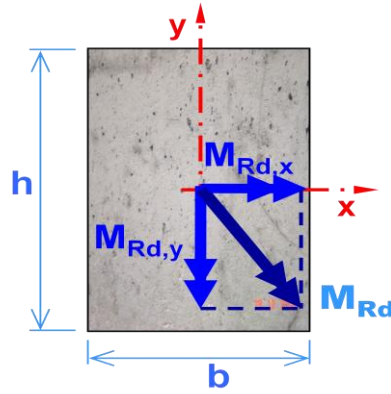


Figura 3.56-Resultante do momento resistente [11]

O processo para determinar a percentagem mecânica de armaduras é iterativo e pode ser feito com ajuda dos ábacos dado pela Figura 3.57.

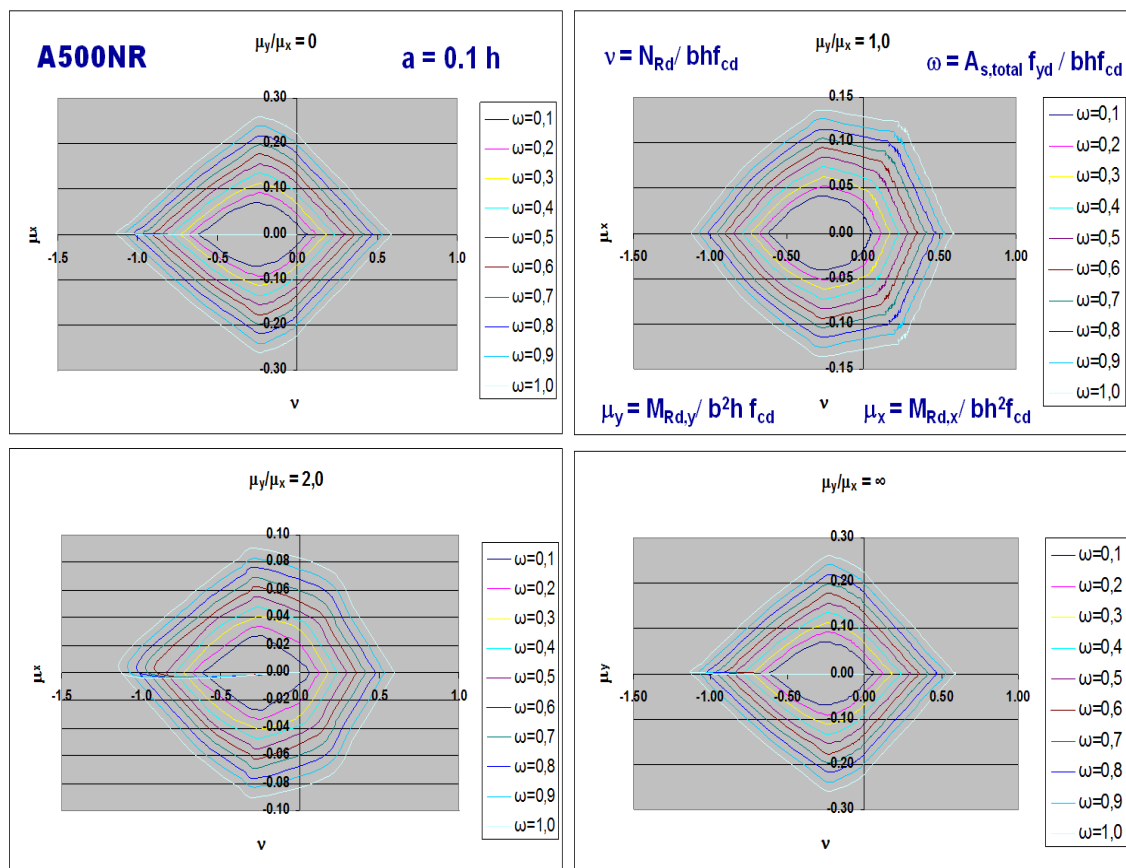


Figura 3.57-Ábacos para determinar w [11]

4 CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO INDUSTRIAL

4.1 Introdução

No terceiro capítulo foi caracterizada a importância dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de betão armado e apresentados os diferentes métodos para a sua quantificação segundo o efeito P-Delta e o EC2. Uma vez que o recurso a estes métodos simplificados é o procedimento mais comum no dimensionamento de pilares em estruturas de betão, neste capítulo efetuou-se uma análise dos efeitos de 2ª ordem, baseado no método P-Delta, método da curvatura e rigidez nominal do EC2, em três modelos tridimensionais de estruturas industriais reticuladas. Que designaremos por:

Modelo 1 ou **Mod1** é o modelo tridimensional considerado cujas ligações viga-pilar foram consideradas como sendo articuladas (sem sistema de contraventamento). A Figura 4.58 ilustra um pórtico da estrutura em análise.

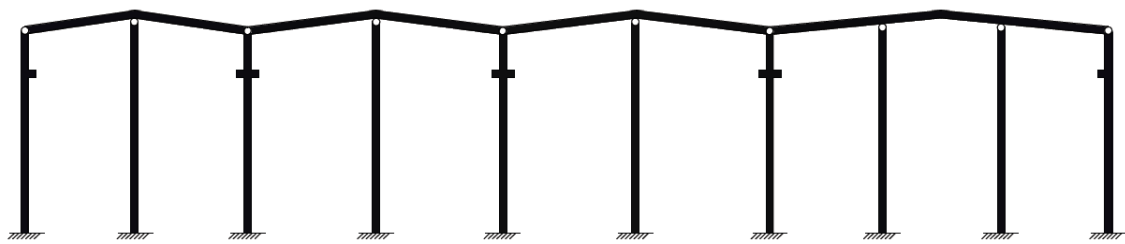


Figura 4.58-Pórtico do modelo 1

Modelo 2 ou **Mod2** é o modelo tridimensional considerado cujas ligações viga-pilar foram consideradas como sendo articuladas (com sistema de contraventamento). A Figura 4.59 ilustra um pórtico da estrutura em análise.

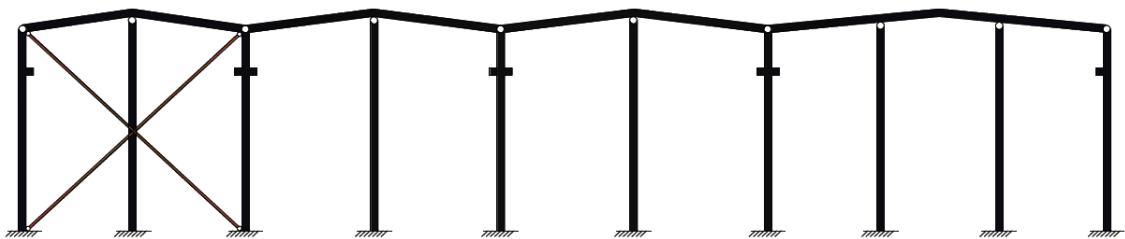


Figura 4.59-Pórtico do modelo 2

Modelo 3 ou **Mod3** é o modelo tridimensional considerado cujas ligações viga-pilar foram consideradas como sendo elásticas ou semi-rígidas (sem sistema de contraventamento). A Figura 4.60 ilustra um pórtico do modelo.

As ligações dos pilares às fundações foram consideradas encastradas nos três modelos.

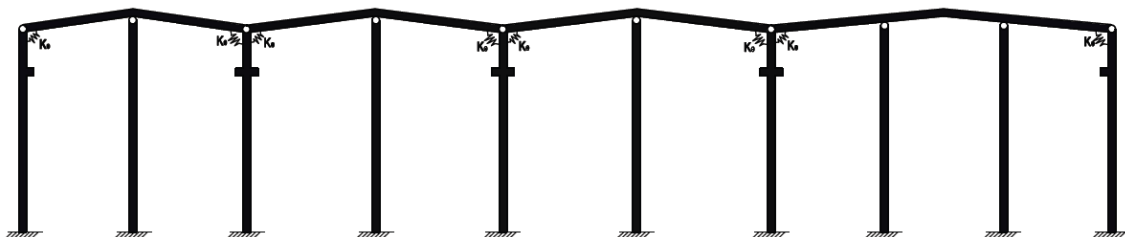


Figura 4.60-Pórtico do modelo 3

4.2 Princípio de Dimensionamento

O dimensionamento das secções aos estados limites últimos, em flexão composta para os pilares e flexão simples para as vigas, foi o habitualmente adotado em projetos de estruturas de betão armado e, de acordo com EC2, temos:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

em que:

R_d : é o valor de cálculo do esforço resistente;

E_d : é o valor de cálculo do esforço atuante, sendo este valor dado por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} G_{k,i} \quad (4.2)$$

sendo:

$G_{k,j}$: o esforço resultante do conjunto dos valores característicos das acções permanentes;

$Q_{k,1}$: o esforço da acção variável considerada como acção base, tomada com o seu valor característico;

$Q_{k,i}$: o esforço resultante da acção variável de ordem i, não considerada como acção base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{G,k}$: é o coeficiente de segurança relativo às acções permanentes No presente trabalho o valor considerado para este coeficiente foi 1,5;

γ_{Q1} e γ_{Q2} : são os coeficientes de segurança relativos às acções variáveis. No presente trabalho o valor considerado para estes coeficientes foi 1,5;

$\psi_{0,i}$: coeficientes de combinação, Ψ , correspondentes à acção variável de ordem i.

4.3 Estruturas em Análise

Neste capítulo vai-se conceber e, analisar o edifício, descrevendo a sua concepção tendo em conta as diferentes acções, tanto verticais como horizontais e, a análise em particular dos efeitos de segunda ordem nos pilares.

O caso em estudo que serviu como base deste trabalho foi um edifício industrial do tipo nave, cujos projetos originais estão a cargo da CONCREMAT (Figuras 4.61 a 4.66) e que servirá como uma fábrica. O edifício tem a forma rectangular e as suas dimensões em planta e altura são, respectivamente, 74,60m x 170,60m e 15,50m. No anexo-B ilustram-se mais pormenores dos desenhos.

Inicialmente, definiram-se as acções a que a estrutura estará sujeita, as acções estáticas: cargas permanentes (G) , acções variáveis (Q) e a acção dinâmica: vento. Em seguida, efectuou-se um análise da estrutura e interpretaram os resultados obtidos.

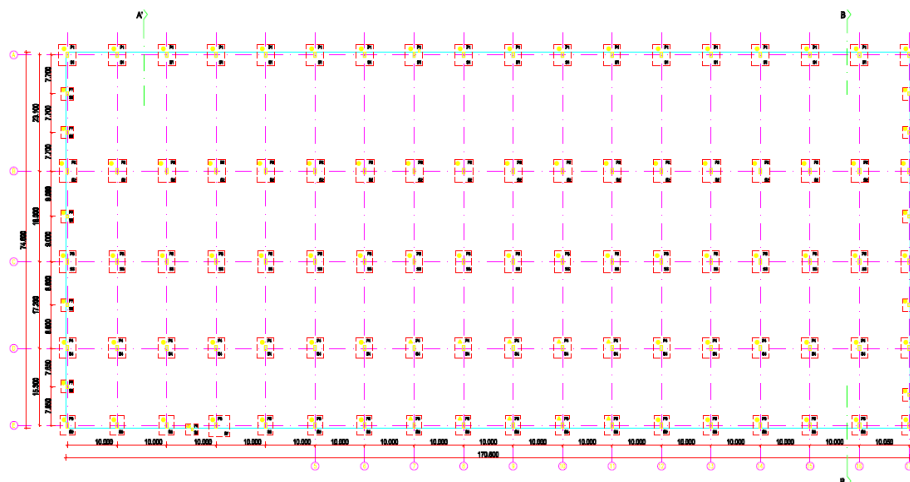
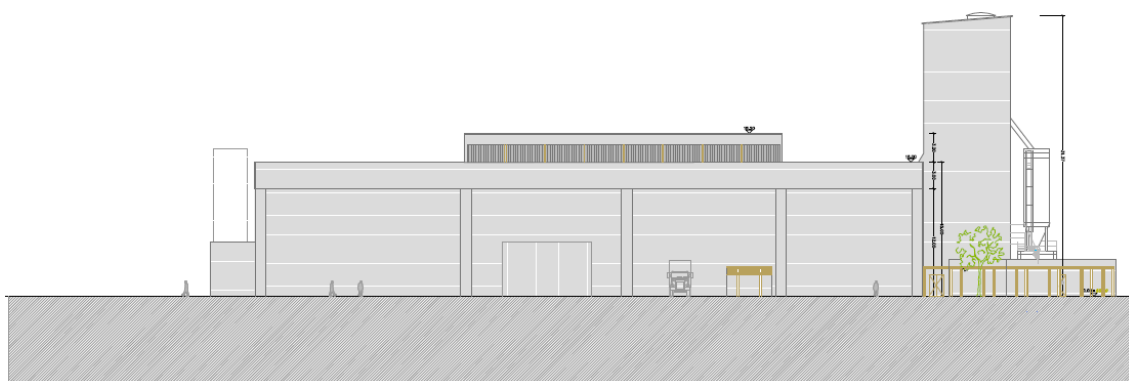
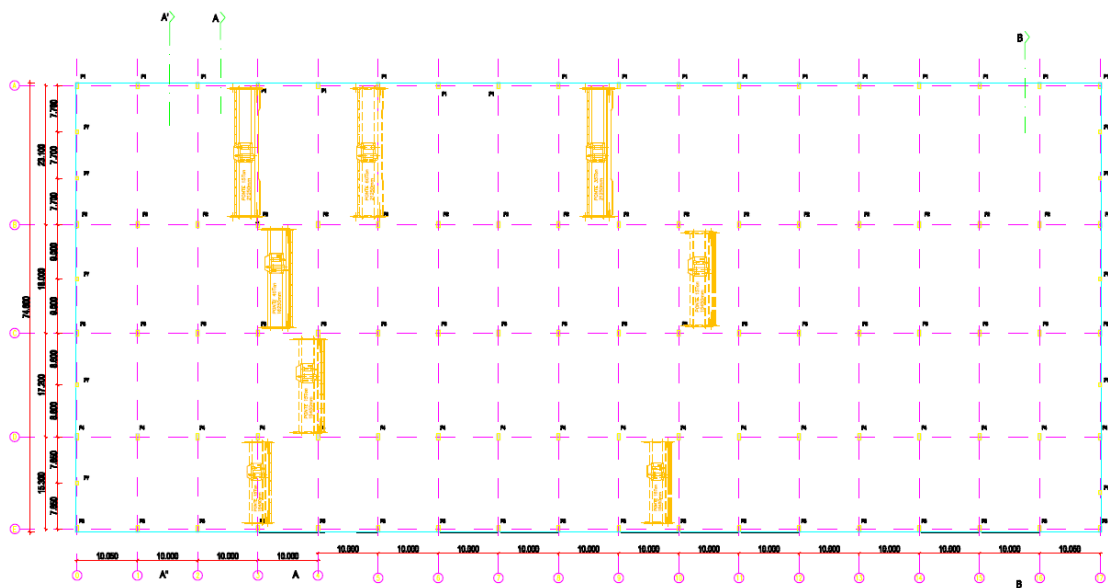


Figura 4.61-Planta de fundações da estrutura em estudo



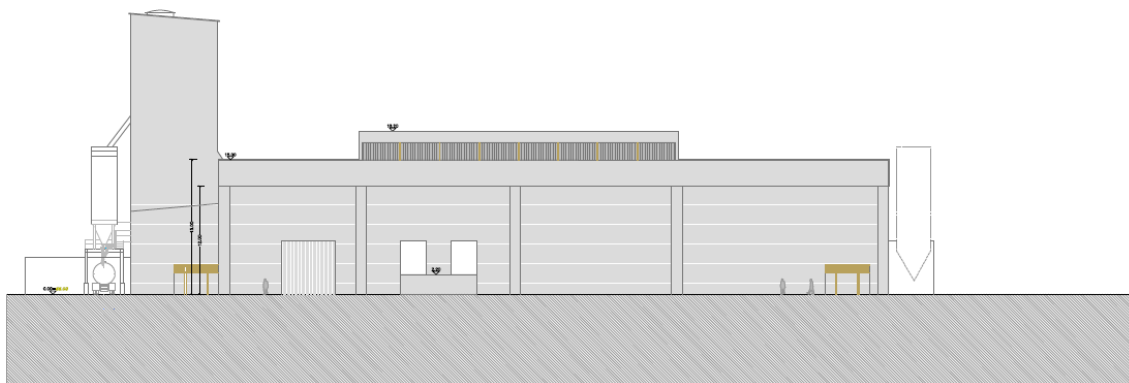


Figura 4.64-Alçado posterior

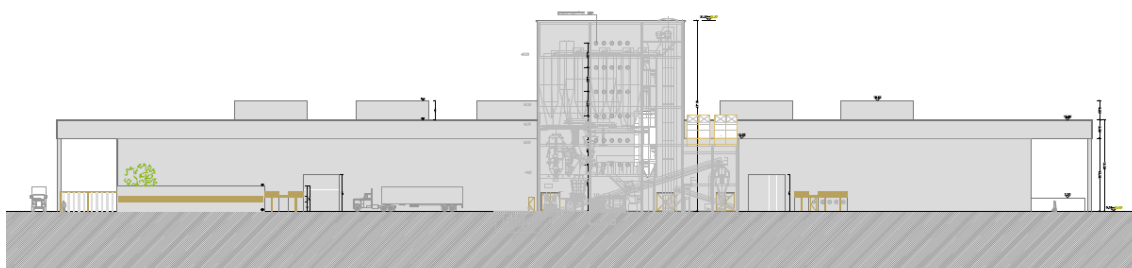


Figura 4.65 - Alçado lateral

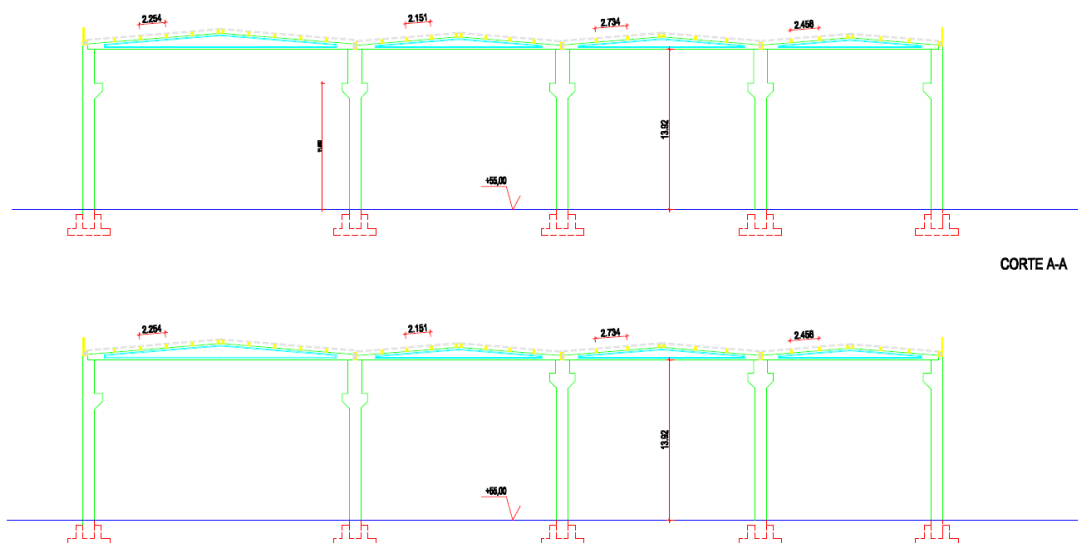


Figura 4.66-Pórticos na direcção transversal

4.4 Concepção da Estrutura

A estrutura do edifício é constituída por um conjunto de pórticos ortogonais, formados por pilares e vigas que suportam a cobertura (em Deck, chapas metálicas + lâ de rocha + duas telas impermeabilizantes) e que servem de apoio à ponte rolante e, as fachadas constituídas por estruturas metálicas compostas por perfis madres max, mais chapa sandwich. As fundações são diretas através de sapatas.

No caso em estudo, uma vez que se trata de estrutura de betão armado pré-fabricado, as ligações consideradas para ligar diferentes elementos são: ligação cobertura-viga, viga-pilar, pilar-fundação.

Para os elementos estruturais foram utilizados betões com classe de resistência C40/50 (valor de cálculo da resistência à compressão, $f_{cd}=26.7$ MPa, valor médio da tensão de rotura à tracção $f_{ctm}=3.5$ MPa, módulo de elasticidade aos 28 dias $E_{c, 28}=35$ GPa e um aço A500NR com o valor de cálculo da tensão de cedência de $f_{yd}=435$ MPa para as armaduras ordinárias).

O edifício localiza-se em Torres Vedras com uma classe de exposição ambiental XC4 (Alternadamente húmido e seco).

4.5 Acções Consideradas

Para quantificação das acções que atuam na estrutura, sendo elas permanentes (G) ou variáveis (Q), teve-se em conta o Eurocódigo 1. No Quadro 4.4 estão indicadas as acções que atuam em cada elemento da estrutura.

Quadro 4.4-Valores das ações

	Carga Permanente (kN/m ²)	Carga Variável(kN/m ²)
Cobertura	Peso da Cobertura 0.12	Sobrecarga 0.40
	Peso Iluminação 0.10	
Fachadas	Peso dos Perfis metálicos mais chapas 0.40	-
		-
Madres	Peso das Madres 0.98 kN/ml	-

Para o estabelecimento dos valores da sobrecarga foi considerado que a estrutura pertence à categoria D quanto à sua utilização. Deste modo os coeficientes tomam os valores $\psi_0 = 1.0$; $\psi_1 = 0.9$; $\psi_2 = 0.8$.

A Figura 4.67 ilustra a distribuição da carga permanente da cobertura das estruturas em análise.

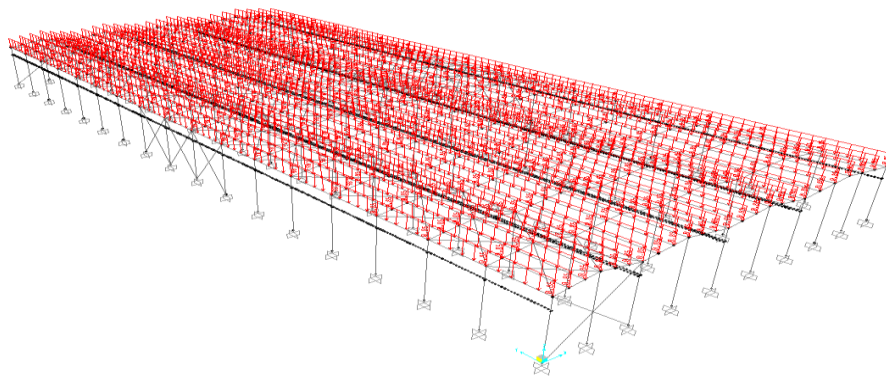


Figura 4.67-Carga permanente da cobertura

As Figura 4.68 e 4.69 ilustram a distribuição da carga permanente dos painéis laterais das estruturas em análise.

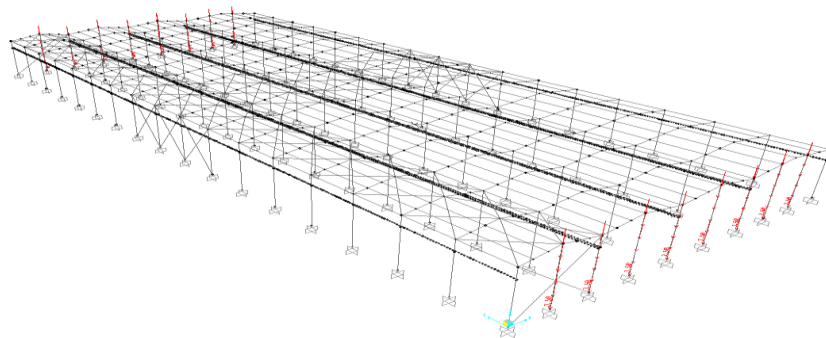


Figura 4.68-Carga permanente nos painéis frontal e posterior

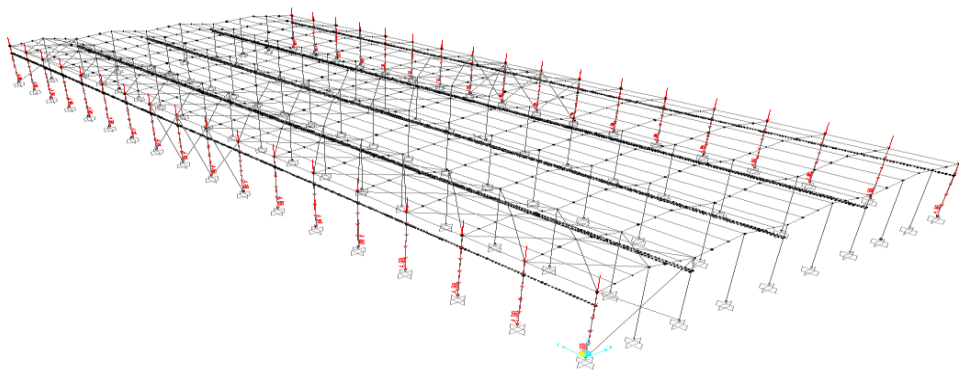


Figura 4.69-Carga permanente nos painéis laterais direito e esquerdo

4.5.1 Ponte Rolante

Para efeito de cálculo, as ações relativas às pontes rolantes foram consideradas tendo em conta o peso que cada roda transmite às vigas, e os efeitos dinâmicos de cada ponte rolante. Foram considerado três tipos de pontes rolantes:

O NDC15x17m, com quatro rodas cujos pesos por roda são Nr1 e Nr3:124.5kN, Nr2 e Nr4:108.5kN. Distância entre eixo das rodas 4.00m.

O NDC40x18m, com quatro rodas cujos pesos por roda são Nr1 e Nr3:286.1kN, Nr2 e Nr4:276.3kN. Distância entre eixo das rodas 4.50m.

O NDC63x23.4m, com oito rodas cujos pesos por roda são Nr1 e Nr3:265.0kN, Nr2 e Nr4:183.0kN, Nr5 e Nr7: 196.0kN, Nr6 e Nr8:265.0kN. Distância entre eixo das rodas 1.50m.

Outras características relativamente às pontes rolante encontram-se em anexo-C.

As Figura 4.70 e 4.71 ilustram a distribuição da sobrecarga (ponte rolante) sobre as vigas das estruturas em análise.

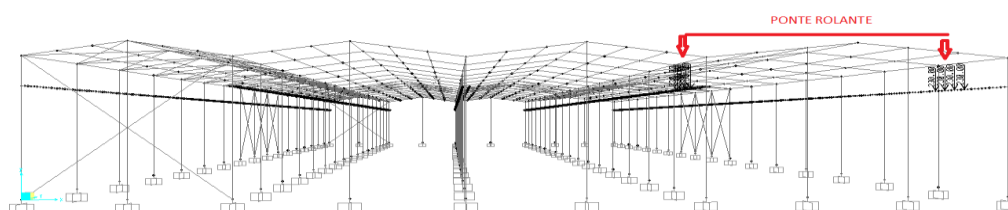


Figura 4.70-Cargas da ponte rolante

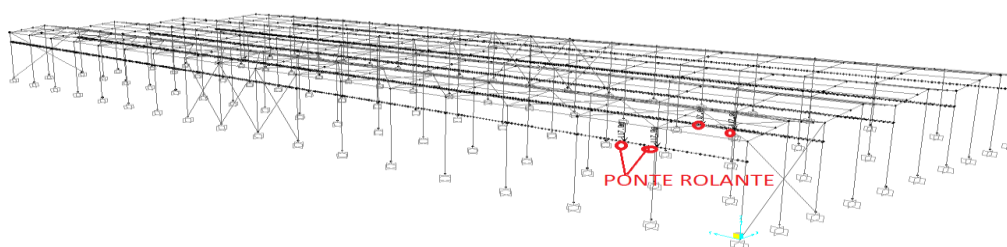


Figura 4.71-Cargas da ponte rolante

4.5.2 Acções Dinâmicas (Vento)

Para acção do vento sobre a estrutura, consideraram-se dois casos distintos:

O vento que sopra na direção Norte-Sul (Sul-Norte).

O vento que sopra na direção Oeste-Este (Este-Oeste).

Para estas considerações recorreu-se ao Eurocódigo 1[9]. Este é aplicável a edifícios com altura máxima de 200 metros no qual enquadra o caso em estudo.

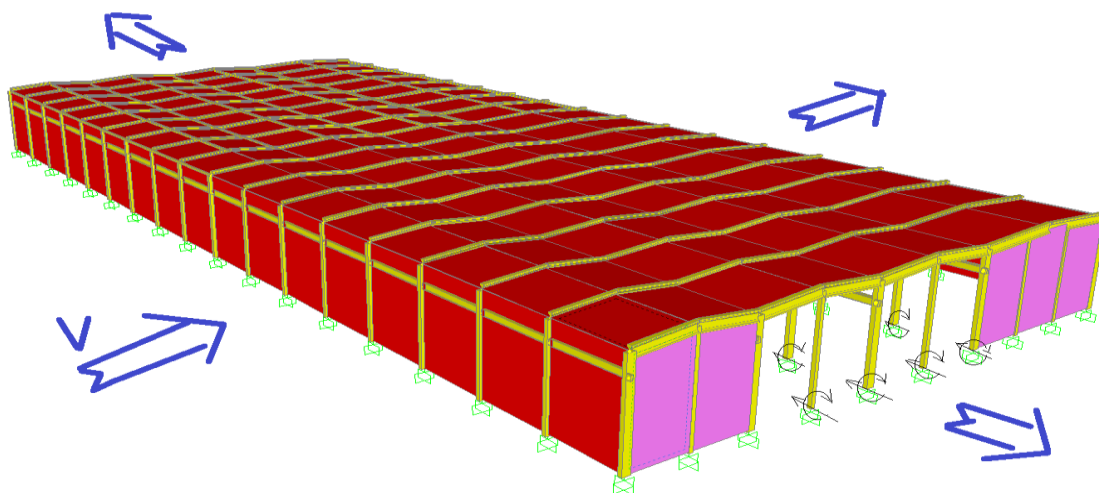


Figura 4.72-Indicação da direcção do vento e esforços resultantes

De acordo com as Figura 4.61 e 4.66 considerou-se para efeito de quantificação das ações do vento que $C = 170\text{m}$ (comprimento), $b = 73.6\text{m}$ (largura) e $h = 15.5\text{m}$ (altura).

4.5.2.1 Acção do Vento

Para a acção do vento considerou-se que o edifício se localiza na zona A, terreno tipo II, com uma velocidade base de 27m/s (zona rural).

$$\left. \begin{aligned} z_0[m] &= 0.050 \\ z_{\min}[m] &= 2 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

Determinação da pressão do vento devida à velocidade de pico:

$$q_p(z) = q_b \times c_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] \quad (4.4)$$

Velocidade básica:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (4.5)$$

Pressão básica do vento:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (4.6)$$

Factor de rugosidade:

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z_{\min}), z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (4.7)$$

Com

$$\left. \begin{aligned} k_r &= 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,H}}\right)^{0.07} \\ z_{0,H} &= 0.050m \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

Temos os valores dos parâmetros resumidos no Quadro 4.5

Quadro 4.5-Valores dos parâmetros inerentes à acção do vento

c[m]	b[m]	Z ₀ [m]	Z[m]	r[kg/m ³]	Vb[m/s]	q _b [kN/m ²]	k _r	c _r	q _p [kN/m ²]
170	73.6	0.050	15.5	1.25	27	0.46	0.19	1.087	1.208

De acordo com o Quadro 4.5 determinamos a pressão do vento nas superfícies exteriores com a seguinte fórmula:

$$w_e = q_p(z) \times c_{pe} \quad (4.9)$$

Considerando o sinal de c_{pe} estabelece-se que, quando $w_e < 0$ o vento provoca sucção, enquanto que quando $w_e > 0$, o vento provoca pressão.

Quadro 4.6-Pressões sobre as fachadas

zonas	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
Pressões[kN/m ²]	-1.45	-0.97	-0.61	0.88	-0.36

Quadro 4.7-Coeficiente de pressão sobre a cobertura $\Theta=0^\circ$

Ângulo de inclinação 11°	F	G	H	I	J
c_{pe}	-2.5	-1.3	-0.8	-0.6	-0.8
Pressões[kN/m ²]	-3.02	-1.60	-0.97	-0.72	-0.97

Quadro 4.8-Coeficiente de pressão sobre a cobertura vento $\Theta=90^0$

Ângulo de inclinação 11°	F	G	H	I
c_{pe}	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
Pressões[kN/m ²]	-1.90	-1.60	-0.85	-0.72

As Figuras 4.73 a 4.76 representam a distribuição da acção do vento e acção da temperatura na estrutura.

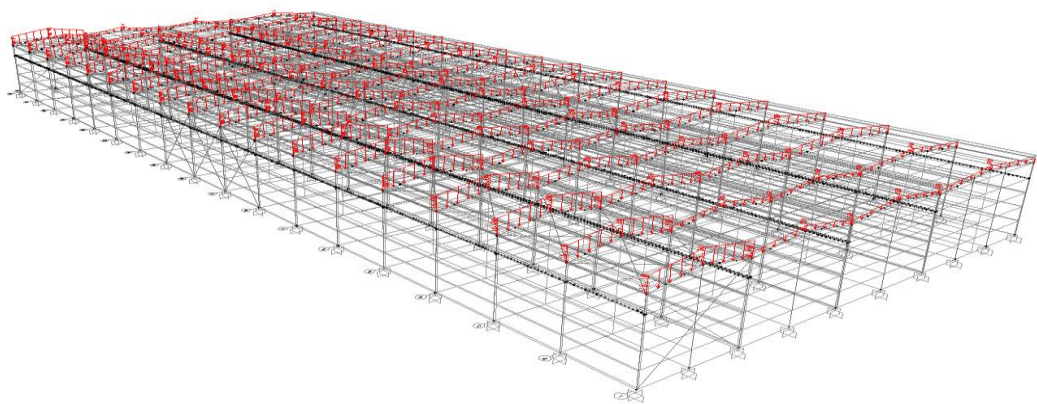


Figura 4.73-Acção do vento na cobertura

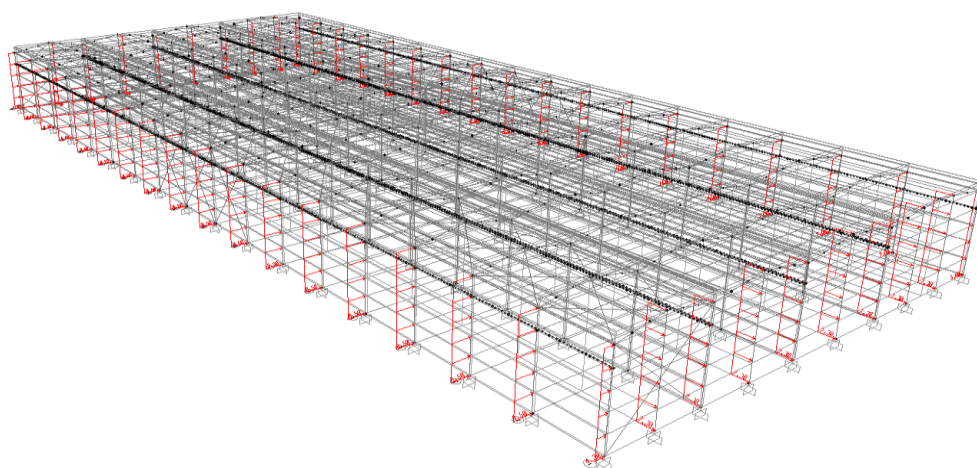


Figura 4.74-Ação do vento nas fachadas

Quanto as pressões interior considerou-se que não existem aberturas na estrutura, logo $c_{pi} = 0$.

4.5.3 Variações diferenciais de temperatura

Para o cálculo das ações diferenciais da temperatura é necessário ter em conta o aquecimento diurno (ΔT_{aq}) e o arrefecimento noturno (ΔT_{arr}). Para a determinação do valor das temperaturas diferenciais foi consultado o Eurocódigo 1, Parte 1.5.

Segundo os parágrafos 5.2 a 5.3 para edifícios, ou seja, para o edifício em análise temos que, $\Delta T_{aq} = 16^\circ C$ e $\Delta T_{arr} = 6^\circ C$.

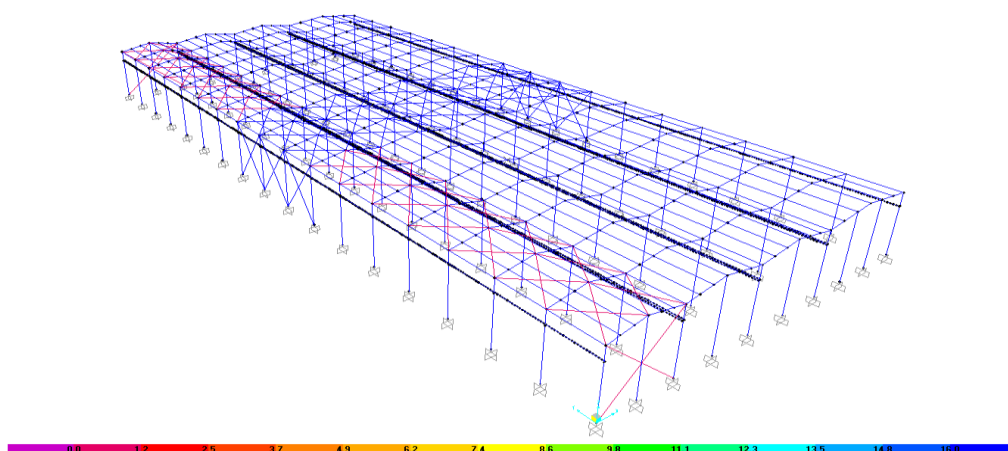


Figura 4.75-Ação da temperatura de aquecimento

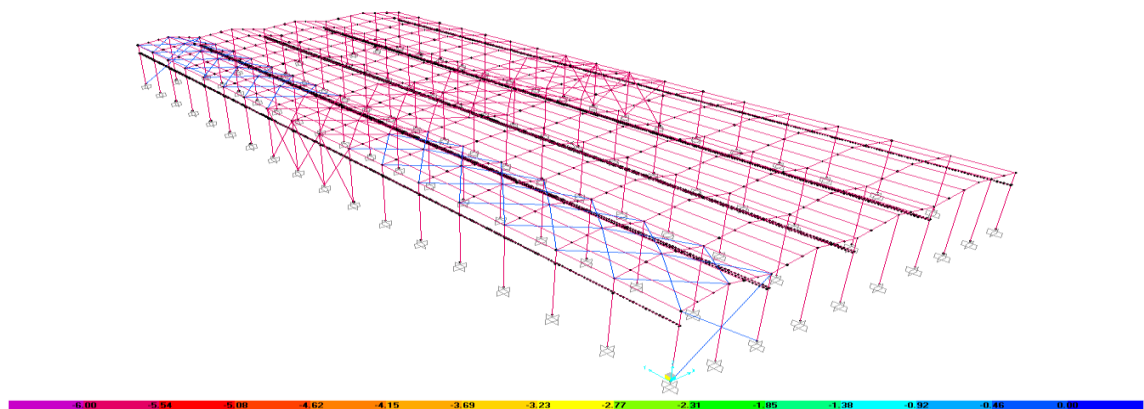


Figura 4.76-Ação da temperatura de arrefecimento

4.6 Pré – dimensionamento

O pré-dimensionamento consistiu na definição inicial das dimensões dos elementos estruturais tendo em linha de contas as dimensões comerciais propostas pelos fabricantes e os esforços a que os mesmos estarão sujeito. Para o caso em estudo utilizou-se o manual e guia técnico da Consoil Technical Guide para efetuar o pré-dimensionamento [12].

4.6.1 Vigas

Para o pré-dimensionamento consideraram-se vigas com vãos inclinados de acordo com a Figura 2.19.

Quadro 4.9-Dimensões normais de vigas de cobertura com altura variável [12]

Largura(mm)	Altura(mm)	Espessura da Alma(mm)	Vãos(m)
250 – 300	800 – 1400	80 – 120	10 – 25
300 – 400	1200 – 2000	80 – 120	15 – 30
300 – 500	1300 – 2500	80 – 120	25 – 40

De acordo com a Quadro 4.9 adaptaram-se vigas com as dimensões representadas no Quadro 4.10.

Quadro 4.10-Dimensões consideradas de vigas de cobertura com altura variável [12]

Vigas	Largura(mm)	Altura(mm)	Espessura da Alma(mm)	Vãos(m)
Viga 1	300	1500	80	15.30
Viga 2	400	1500	100	17.20
Viga 3	400	1500	100	18.00
Viga 4	400	1500	120	23.10

4.6.2 Pilares

O pré – dimensionamento dos pilares foi feito de acordo com o Quadro 4.11.

Quadro 4.11-Dimensões normais dos pilares [12]

b/h	300	400	500	600	800
300					
400					
500					
600					
Circular					

Com base no quadro 4.11 foram adaptadas as dimensões dos pilares representadas no Quadro 4.12.

Quadro 4.12-Dimensões consideradas para os pilares

Pilares	Dimensão b(mm)	Dimensão h(mm)	Altura(m)
1A, 1B, 1C, 1D,1E	600	800	15.50
Outros	500	1000	13.90

4.7 Análise da Estrutura

Para a análise da estrutura foi preciso construir um modelo em 3D, com ajuda do programa de cálculo automático SAP2000 versão 14.2.2 Advanced.

Conhecendo as dimensões prévias dos elementos estruturais inseriu-se na base de dados os elementos inerentes à modelação bem como as acções que a estrutura estará sujeita. No modelo utilizaram-se elementos finitos barra para simular as vigas e os pilares.

Relativamente as acções, considerou-se que o programa calcula-se automaticamente os pesos próprios das vigas e pilares. Os outros pesos foram considerados como carregamento das vigas.

Os pórticos têm as configurações representadas nas Figuras 4.77 a 4.80.

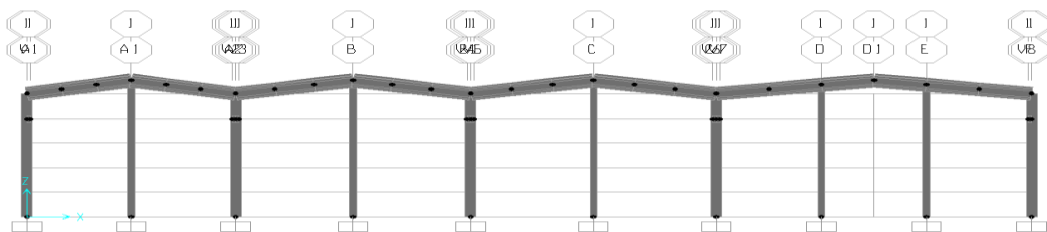


Figura 4.77-Pórtico frontal 2D

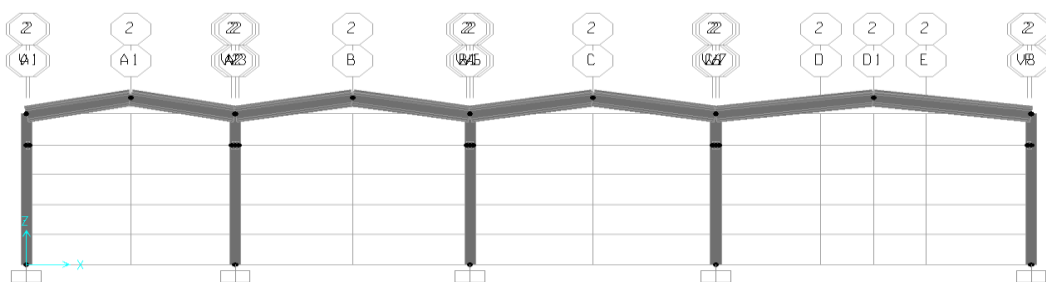


Figura 4.78-Pórtico interno 2D

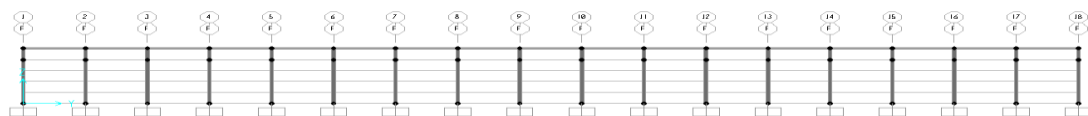


Figura 4.79-Pórtico lateral esquerdo 2D

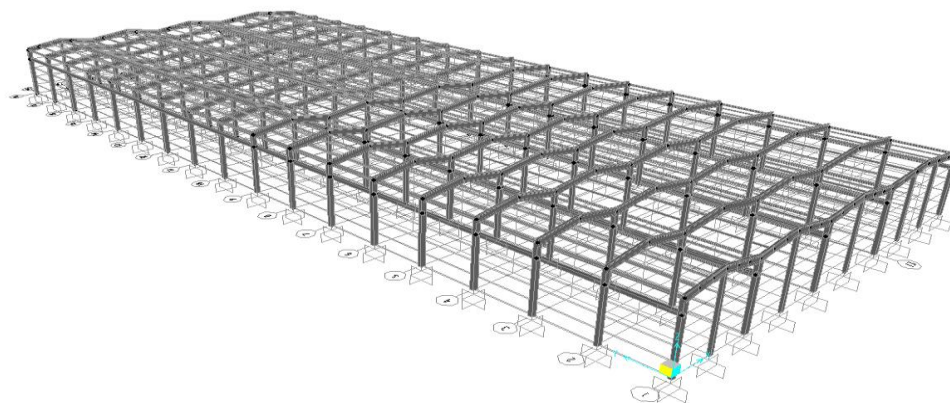


Figura 4.80-Modelo 3D da estrutura

Com o modelo espacial da estrutura e, após efetuadas todas as análises inerente às ações e, fornecendo as características mecânica e geométricas ao programa obtém-se os esforços e o valor total do peso próprio da estrutura relativo as cargas permanentes, assim como a sua deformada.

As Figuras 4.81 a 4.83 representam as deformadas das estruturas em análise e os deslocamentos no topo de um pilar.

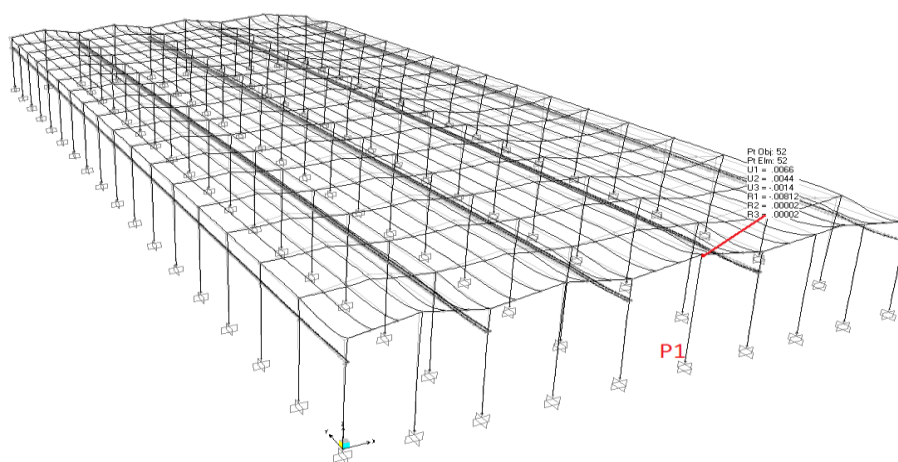


Figura 4.81-Deformada do modelo 1

Quadro 4.13-Translação e rotação no topo do pilar P1 modelo 1

P1	$U_1(m)$	$U_2(m)$	$U_3(m)$	$R_1(Rad)$	$R_2(Rad)$	$R_3(Rad)$
DESL	0.0066	0.0044	- 0.0014	- 0.00812	0.00002	0.00002

Os deslocamentos e rotações apresentados referem-se à estrutura sem sistemas de contraventamentos e sem ligações viga-pilar.

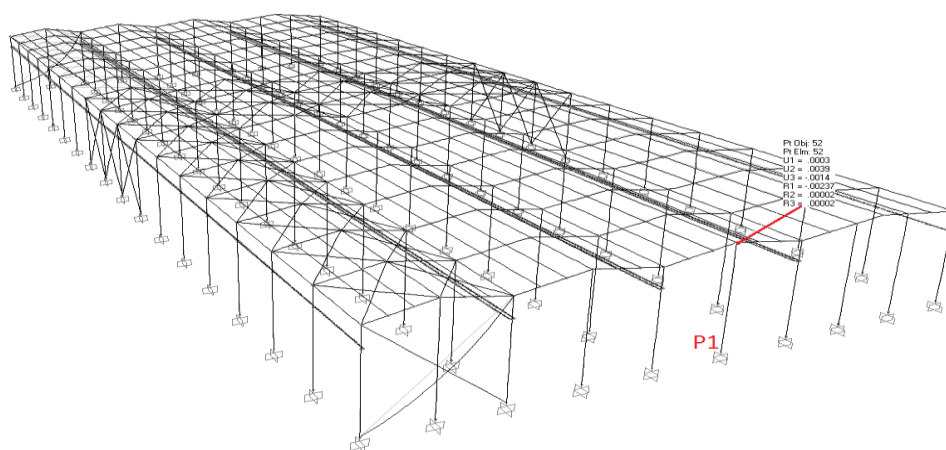


Figura 4.82-Deformada do modelo 2

Quadro 4.14-Translação e rotação no topo do pilar P1 modelo 2

P1	$U_1(m)$	$U_2(m)$	$U_3(m)$	$R_1(Rad)$	$R_2(Rad)$	$R_3(Rad)$
DESL	0.0003	0.0039	- 0.0014	- 0.00237	0.00002	0.00002

Os deslocamentos e rotações apresentados referem-se à estrutura com sistemas de contraventamentos e sem ligações viga-pilar.

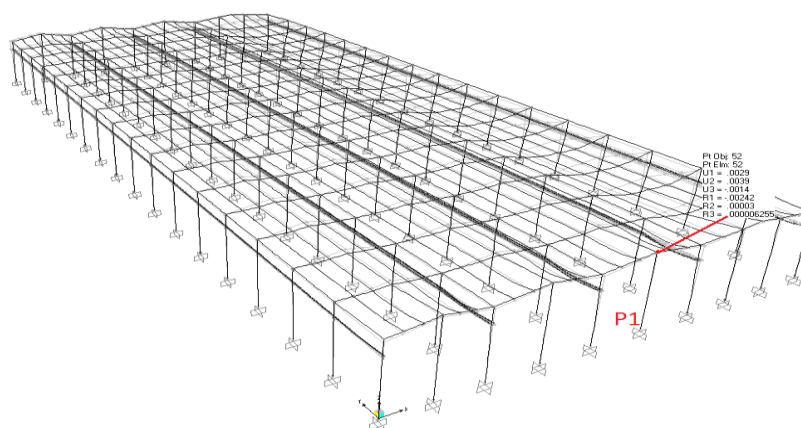


Figura 4.83-Deformada do modelo 3

Quadro 4.15-Translação e rotação no topo do pilar P1 modelo 3

P1	$U_1(m)$	$U_2(m)$	$U_3(m)$	$R_1(Rad)$	$R_2(Rad)$	$R_3(Rad)$
DESL	0.0029	0.0039	-0.0014	-0.00242	0.00003	0.000006

Os deslocamentos e rotações apresentados referem-se à estrutura sem sistemas de contraventamentos e com ligações viga-pilar.

Os gráficos representados nas Figuras 4.84 a 4.87 ilustram os deslocamentos nos nós das estruturas dos diferentes modelos propostos, esses são representados nas duas direções distintas, direção x e direção y. Esses gráficos são apresentados tendo em consideração o efeito P-Delta num caso e sem o efeito P-Delta noutro caso. Os pilares analisados são ilustrados na Figura 4.88 e, numerados de 1 a 6.

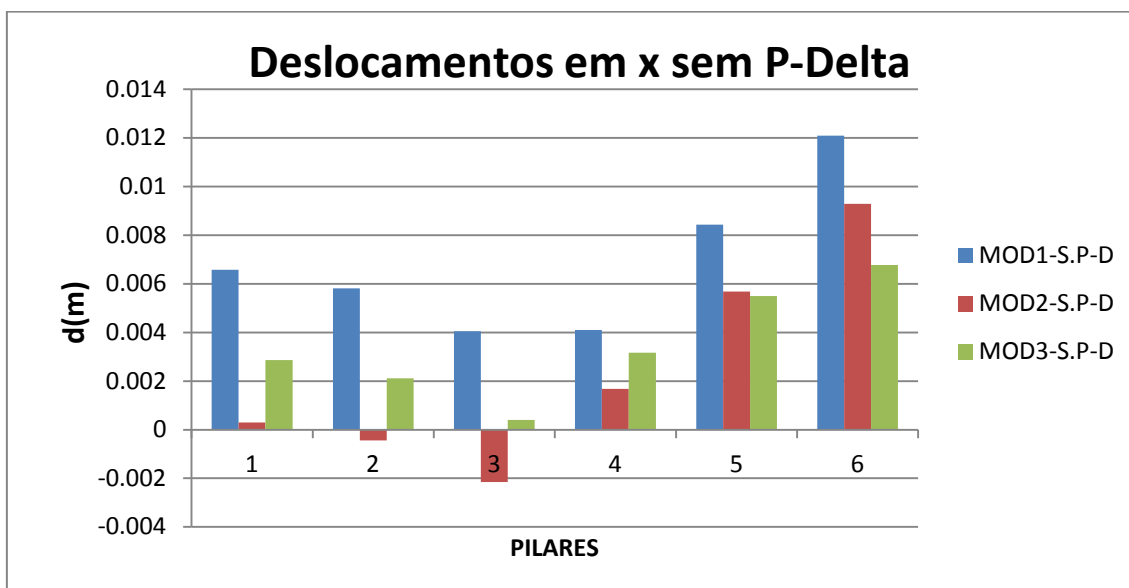


Figura 4.84-Deslocamentos no topo dos pilares na direcção x sem P-Delta

Observa-se que os deslocamentos são mais elevados nos primeiro e terceiro modelo. No segundo modelo, no qual é incorporado um sistema de contraventamento, verifica-se uma redução de deslocamento na direcção paralela aos pórticos das Figuras 4.77 e 4.78.

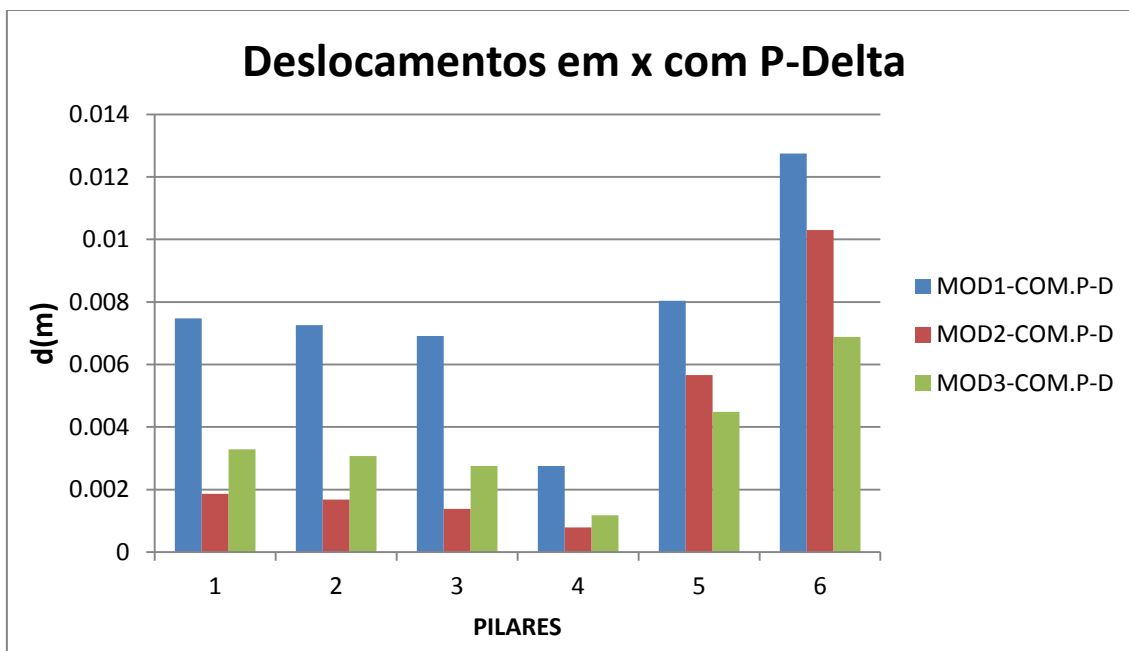


Figura 4.85-Deslocamentos no topo dos pilares na direcção x com P-Delta

Observa-se comportamento idêntico às estruturas anteriores e a mesma sequência em termos de deslocamentos nas direcções paralelas aos pórticos das Figuras 4.77 e 4.78. mas em termos de valores esse apresenta maiores deslocamentos dos elementos referenciados.

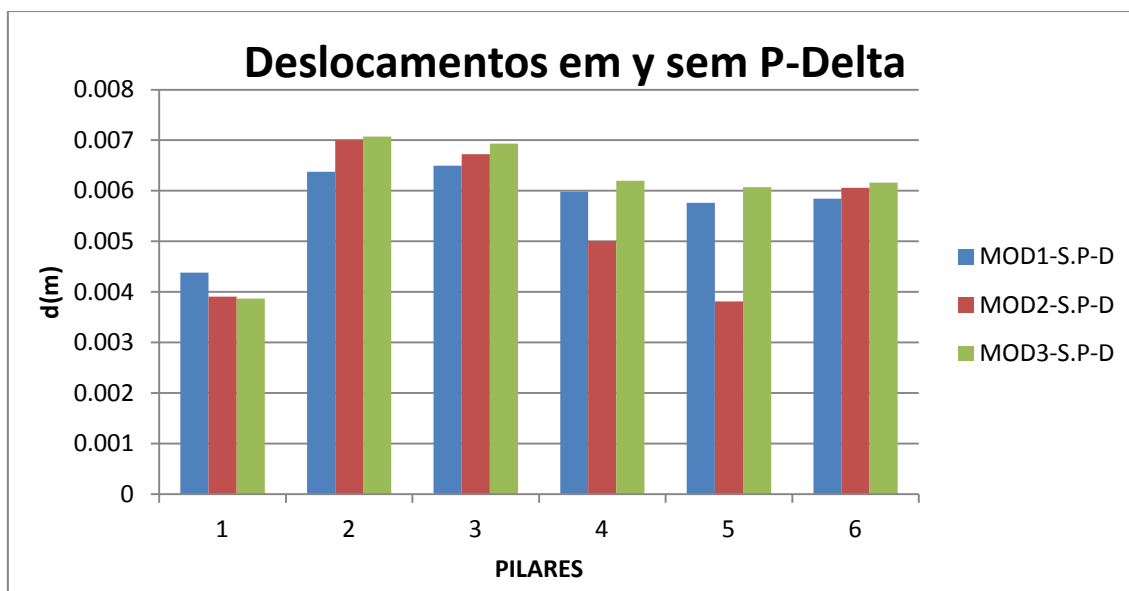


Figura 4.86-Deslocamentos no topo dos pilares na direcção y sem P-Delta

Observa-se que os deslocamentos são mais elevados nos primeiro e terceiro modelo em alguns elementos pelo que no segundo modelo no qual é incorporado um sistema de contraventamento verifica-se uma redução de deslocamento na direcção paralela ao pórtico da Figura 4.79.

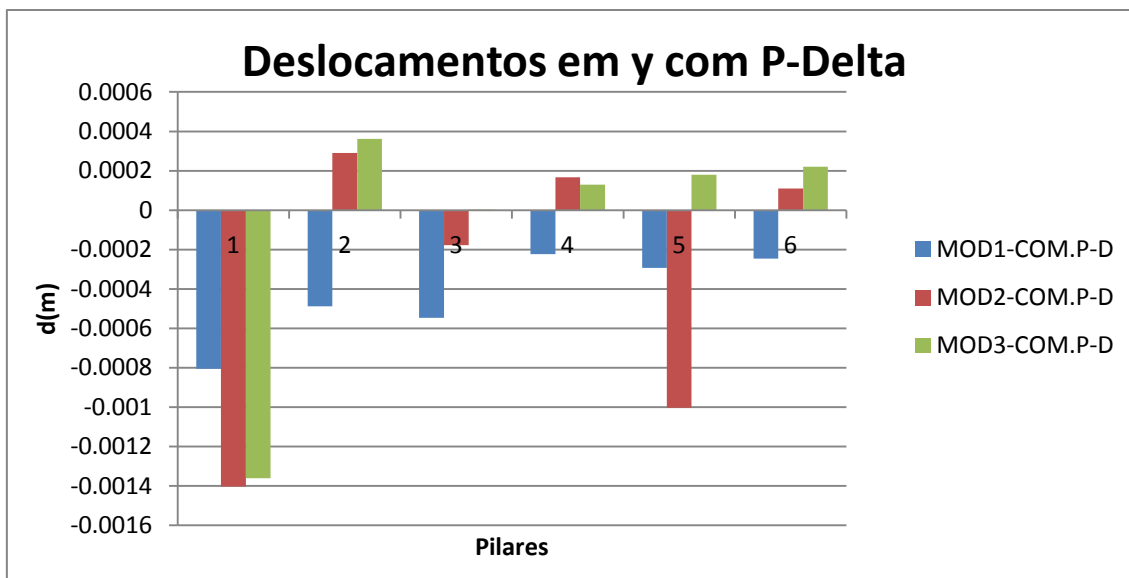


Figura 4.87-Deslocamentos no Topo dos Pilares na Direcção y com P-Delta

Observa-se comportamento diferente em relação as estruturas anteriores e valores diferente em termos de deslocamentos nas direcções paralelas ao pórtico da Figura 4.79.

As Figura 4.88 e 4.89 ilustram valores representativos dos modelos em termos de esforço axial e momento flector, por factor de escala e dimensões da estruturas, os valores correspondentes aos esforços dos pilares apresentam-se em resumo nos quadros seguintes e em anexo-A.

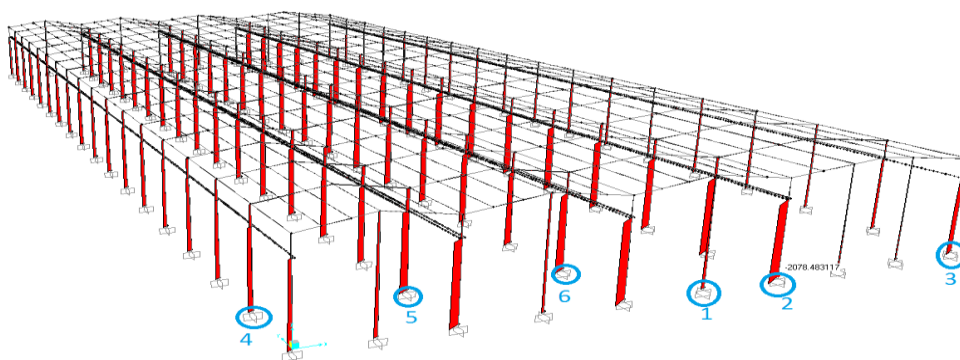


Figura 4.88-Diagrama de esforço axial

A Figura 4.98 ilustra a distribuição dos esforços axiais e, os pilares referenciados com círculo e numerados de 1 a 6 serão analisados ao pormenor de modo a ter uma ideia do comportamento da estrutura relativamente aos efeitos de segunda ordem.

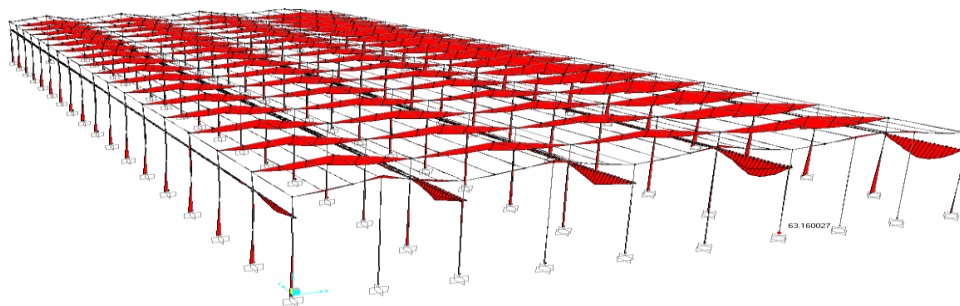


Figura 4.89-Diagrama de momento flector

A Figura 4.89 ilustra a distribuição dos momentos flectores da estrutura, esses são representativos de outros modelos que também serão analisados.

Resumo dos esforços relativos aos três modelos

Os esforços de primeira ordem foram determinados assumindo um comportamento linear da estrutura, e modelando as ligações viga-pilar de forma realística, tendo em linha de conta diferentes características dos apoios. Nos Quadros 4.16 e 4.18 os esforços de primeira ordem foram obtidos de acordo com a combinação mais desfavorável.

É de salientar que no caso de pilares de naves, da combinação mais desfavorável normalmente resulta uma flexão desviada. O valor do comprimento de encurvadura l_0 depende do tipo de ligação entre os pilares-vigas e pilares-fundações, assim como as condições de fronteiras da estrutura como um todo, dificultando assim a determinação desse parâmetro. Deste modo o comprimento de encurvadura l_0 , usualmente, tem valores diferentes na direcção longitudinal e da direcção transversal. Finalmente, as forças transmitidas nos pilares pelas vigas são função do comportamento geral da estrutura e, em particular da rigidez dos pilares.

Os momentos de 1ª ordem para cada pilar do modelo 1 (estrutura sem sistema de contraventamento e com ligação viga-pilar articulada) são ilustrados no Quadro 4.16.

Quadro 4.16-Esforços de 1ª ordem do modelo 1

Pilar	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	M _{01x} (kNm)	M _{01y} (kNm)	M _{02x} (kNm)	M _{02y} (kNm)
P1	498	73	0.0	0.0	207	64.4
P2	2078	49	0.0	0.0	101	71
P3	1395	68	0.0	0.0	55	282
P4	705	85	0.0	0.0	46	274
P5	1226	11	0.0	0.0	49	142
P6	1502	7.2	0.0	0.0	48.4	147

Os momentos de 1ª ordem para cada pilar do modelo 2, (estrutura com sistema de contraventamento e com ligação viga-pilar articulada) são ilustrados no Quadro 4.17.

Quadro 4.17-Esforços de 1ª ordem do modelo 2

Pilar	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	M _{01x} (kNm)	M _{01y} (kNm)	M _{02x} (kNm)	M _{02y} (kNm)
P1	515	76	0.0	0.0	224	13
P2	2076	57.3	0.0	0.0	89	54
P3	1397	60.3	0.0	0.0	51	252
P4	696	76	0.0	0.0	52	226
P5	1215	10.5	0.0	0.0	57	93
P6	1492	7	0.0	0.0	43	113

Os momentos de 1ª ordem para cada pilar do modelo 3 (estrutura com sistema de contraventamento e com ligação viga-pilar articulada) são ilustrados no Quadro 4.18.

Quadro 4.18-Esforços de 1ª ordem do modelo 3

Pilar	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	M _{01x} (kNm)	M _{01y} (kNm)	M _{02x} (kNm)	M _{02y} (kNm)
P1	502	75.3	130	-38	-223	53
P2	1998	47	42	40	-89	-54
P3	1343	57	-30	196	52	-204
P4	684	66	-23	165	44	172
P5	1589	7	-24	-88	45	95
P6	1828	15	-10	-75	44	142

4.8 Análise dos Efeitos Globais de 2ª Ordem

Para a análise global de segunda ordem aplica-se a expressão representada no Quadro 4.19.

Quadro 4.19-Condição para ter em conta os efeitos globais de 2ª ordem

	Carga Vertical	Soma das Forças na Direcção x	Soma das Forças na Direcção y	Estruturas
Modelos em Análise	$F_{V,Ed}$ (kN)	$k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$ (kN)	$k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$ (kN)	-
Modelo 1	97079.90	3758.112	2113.938	Não Contraventada
Modelo 2	97600.90	55050.47	13762.62	Não Contraventada
Modelo 3	97079.90	58808.58	15876.56	Não Contraventada

De acordo com o Quadro 4.19 há necessidade de se analisar os efeitos de segunda ordem nos modelos apresentados.

Nestes casos, os deslocamentos globais da estrutura são significativos (deslocamentos entre o topo e a base do edifício).

4.8.1 Determinação da excentricidade de 2ª Ordem

Os Quadros 4.20 à 4.25 apresentam-se alguns parâmetros obtidos pelo método da estimativa da curvatura nominal a partir dos diferentes modelos em estudo.

Quadro 4.20-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 1x

Pilar	n_x	λ_x	K_{rx}	λ_{xlim}	β_x	$K_{\phi x}$	$1/r_0(m^{-1})$	$1/r(m^{-1})$	$l_{0x}(m)$	$e_{2x}(m)$
P1	-0.04	177.8	1.0	148.2	-0.6355	1.0	0.0088	0.0088	30.8	0.832
P2	-0.16	192.6	1.0	74.1	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P3	-0.10	192.6	1.0	90.4	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P4	-0.05	192.6	1.0	127.1	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P5	-0.09	192.6	1.0	96.4	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P6	-0.11	192.6	1.0	87.1	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828

Quadro 4.21-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 1y

Pilar	n_y	λ_y	K_{ry}	λ_{ylim}	β_y	K_{ϕ_y}	$1/r_0(m^{-1})$	$1/r(m^{-1})$	$l_{0y}(m)$	$e_{2y}(m)$
P1	-0.04	133.4	1.0	148.2	-0.3391	1.0	0.0064	0.0064	30.8	0.610
P2	-0.16	96.3	1.0	74.0	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P3	-0.10	96.3	1.0	90.4	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P4	-0.05	96.3	1.0	127.1	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P5	-0.09	96.3	1.0	96.4	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P6	-0.11	96.3	1.0	87.1	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392

Quadro 4.22 - Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 2x

Pilar	n_x	λ_x	K_{rx}	λ_{xlim}	β_x	K_{ϕ_x}	$1/r_0(m^{-1})$	$1/r(m^{-1})$	$l_{0x}(m)$	$e_{2x}(m)$
P1	-0.04	177.8	1.0	145.8	-0.6355	1.0	0.0087	0.0088	30.8	0.832
P2	-0.16	192.6	1.0	74.1	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P3	-0.10	192.6	1.0	90.3	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P4	-0.05	192.6	1.0	127.9	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P5	-0.09	192.6	1.0	96.8	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828
P6	-0.11	192.6	1.0	87.4	-0.7340	1.0	0.0107	0.0107	27.8	0.828

Quadro 4.23-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 2y

Pilar	n_y	λ_y	K_{ry}	λ_{ylim}	β_y	K_{ϕ_y}	$1/r_0(m^{-1})$	$1/r(m^{-1})$	l_{0y}	$e_{2y}(m)$
P1	-0.04	133.4	1.0	145.8	-0.3391	1.0	0.0064	0.0064	30.8	0.610
P2	-0.16	96.3	1.0	74.1	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P3	-0.10	96.3	1.0	90.3	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P4	-0.05	96.3	1.0	127.9	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P5	-0.09	96.3	1.0	96.8	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392
P6	-0.11	96.3	1.0	87.4	-0.0920	1.0	0.0051	0.0051	27.8	0.392

Quadro 4.24 – Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 3x

Pilar	n_x	λ_x	K_{rx}	$\lambda_{x\text{lim}}$	β_x	$K_{\phi x}$	$1/r_0(\text{m}^{-1})$	$1/r(\text{m}^{-1})$	$l_{0x}(m)$	$e_{2x}(m)$
P1	-0.04	133.4	1.0	198.2	-0.339	1.0	0.0088	0.0088	23.10	0.468
P2	-0.15	144.5	1.0	96.4	-0.4130	1.0	0.0107	0.0107	20.85	0.466
P3	-0.10	144.5	1.0	123.4	-0.4130	1.0	0.0107	0.0107	20.85	0.466
P4	-0.05	144.5	1.0	168.6	-0.4130	1.0	0.0107	0.0107	20.85	0.466
P5	-0.12	144.5	1.0	111.3	-0.4130	1.0	0.0107	0.0107	20.85	0.466
P6	-0.14	144.5	1.0	89.7	-0.4130	1.0	0.0107	0.0107	20.85	0.466

Quadro 4.25-Parâmetros obtidos com o método da curvatura nominal no modelo 3y

Pilar	n_y	λ_y	K_{ry}	$\lambda_{y\text{lim}}$	β_y	$K_{\phi y}$	$1/r_0(\text{m}^{-1})$	$1/r(\text{m}^{-1})$	$l_{0y}(m)$	$e_{2y}(m)$
P1	-0.04	100.0	1.0	210.1	-0.1168	1.0	0.0064	0.0064	23.10	0.343
P2	-0.15	72.2	1.0	108.7	0.0685	1.1	0.0051	0.0056	20.85	0.242
P3	-0.10	72.2	1.0	144.2	0.0685	1.1	0.0051	0.0056	20.85	0.242
P4	-0.05	72.2	1.0	56.2	0.0685	1.1	0.0051	0.0056	20.85	0.242
P5	-0.12	72.2	1.0	130.8	0.0685	1.1	0.0051	0.0056	20.85	0.242
P6	-0.14	72.2	1.0	103.5	0.0685	1.1	0.0051	0.0056	20.85	0.242

Metodo da Estimativa da Curvatura Nominal

Os momentos totais de dimensionamento, incluindo os efeito de segunda ordem, obtidos pelo método da estimativa da curvatura nominal estão representados nos Quadros 4.26 a 4.28.

Quadro 4.26-Esforços de 2ª ordem do modelo 1

Pilar	$N_{Ed}(\text{kN})$	$M_{Ed,x}(\text{kNm})$	$M_{Ed,y}(\text{kNm})$
P1	498	647.00	394.00
P2	2078	1919.00	983.00
P3	1395	1275.10	894.20
P4	705	662.50	583.20
P5	1226	1121.20	680.00
P6	1502	1362.00	806.00

Quadro 4.27-Esforços de 2ª Ordem do Modelo 2

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	515	679.00	354.00
P2	2076	1904.50	965.00
P3	1397	1273.00	865.00
P4	696	661.00	531.30
P5	1215	1119.50	626.00
P6	1492	1348.00	767.40

Quadro 4.28-Esforços de 2ª ordem do modelo 3

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	502	477.30	245.00
P2	1998	1089.30	606.20
P3	1343	724.30	575.40
P4	684	387.00	361.20
P5	1589	840.50	534.50
P6	1828	959.30	648.00

Método da Estimativa da Rigidez Nominal

Os momentos totais de dimensionamento, incluindo os efeitos de segunda ordem, obtidos pelo método da estimativa da rigidez nominal estão representados nos Quadros 4.29 a 4.31.

Quadro 4.29-Esforços de 2ª ordem do modelo 1

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	498	757.00	153.30
P2	2078	165.20	819.00
P3	1395	170.00	792.00
P4	705	3176.50	438.00
P5	1226	189.20	398.00
P6	1502	149.00	542.50

Quadro 4.30-Esforços de 2ª ordem do modelo 2

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	515	873.00	69.00
P2	2076	155.20	732.40
P3	1397	164.00	724.00
P4	696	5939.20	367.00
P5	1215	206.20	296.30
P6	1492	143.00	451.30

Quadro 4.31-Esforços de 2ª ordem do modelo 3

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	502	415.30	96.00
P2	1998	340.40	228.50
P3	1343	1187.30	368.50
P4	684	176.00	235.30
P5	1589	426.00	240.00
P6	1828	289.00	358.00

Método P- Delta

Os momentos totais de dimensionamento, incluindo os efeitos de segunda ordem, obtidos pelo método da estimativa da curvatura nominal estão representados nos Quadros 4.32 a 4.34.

Quadro 4.32-Esforços de 2ª ordem do modelo 1

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	496	230.30	62.40
P2	2080	86.10	85.40
P3	1396	6.40	328.50
P4	705	1.50	252.10
P5	1226	1.10	134.00
P6	1501	1.60	155.00

Quadro 4.33-Esforços de 2ª ordem do modelo 2

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	511	252.10	17.00
P2	2079	94.00	52.00
P3	1398	29.50	240.00
P4	697	2.60	213.20
P5	1214	5.50	91.50
P6	1491	12.20	116.00

Quadro 4.34-Esforços de 2ª ordem do modelo 3

Pilar	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	499	250.00	45.40
P2	2077	93.40	60.40
P3	1396	29.00	248.00
P4	689	5.00	178.00
P5	1626	7.00	73.00
P6	1883	12.00	143.00

Comparação dos resultados obtidos pelos métodos simplificados e P- Delta

Os Quadros 4.35 a 4.37 apresentam um resumo dos esforços de dimensionamento dos modelos obtido pelos diversos métodos.

Quadro 4.35-Momentos flectores de 2ª ordem modelo 1

Pilares	Método da Estimativa da Curvatura Nominal		Método da Estimativa da Rigidez Nominal		Método P-Delta	
	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	647.00	394.00	757.00	153.30	230.30	62.40
P2	1919.00	983.00	165.20	819.00	86.10	85.40
P3	1275.10	894.20	170.00	792.00	6.40	328.50
P4	662.50	583.20	3176.50	438.00	1.50	252.10
P5	1121.20	680.00	189.20	398.00	1.10	134.00
P6	1362.00	806.00	149.00	542.50	1.60	155.00

Quadro 4.36-Momentos flectores de 2ª ordem modelo 2

Pilares	Método da Estimativa da Curvatura Nominal		Método da Estimativa da Rigidez Nominal		Método P-Delta	
	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	679.00	354.00	873.00	69.00	252.10	17.00
P2	1904.50	965.00	155.20	732.40	94.00	52.00
P3	1273.00	865.00	164.00	724.00	29.50	240.00
P4	661.00	531.30	5939.20	367.00	2.60	213.20
P5	1119.50	626.00	206.20	296.30	5.50	91.50
P6	1348.00	767.40	143.00	451.30	12.20	116.00

Quadro 4.37-Momentos flectores de 2ª ordem modelo 3

Pilares	Método da Estimativa da Curvatura Nominal		Método da Estimativa da Rigidez Nominal		Método P-Delta	
	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)
P1	477.30	245.00	415.30	96.00	250.00	45.40
P2	1089.30	606.20	340.40	228.50	93.40	60.40
P3	724.30	575.40	1187.30	368.50	29.00	248.00
P4	387.00	361.20	176.00	235.30	5.00	178.00
P5	840.50	534.50	426.00	240.00	7.00	73.00
P6	959.30	648.00	289.00	358.00	12.00	143.00

Com base nos Quadros apresentados foram criados os gráficos das Figuras 4.90 a 4.95, para ilustrar o comportamento dos pilares nos diferentes modelos em termos de momentos de segunda ordem.

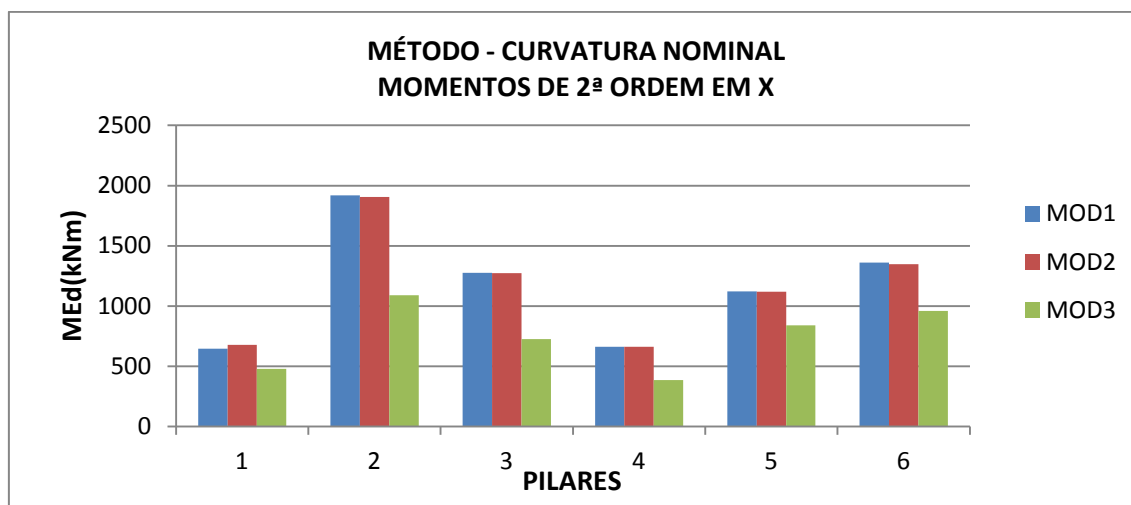


Figura 4.90-Momentos flectores nos pilares na direcção x

Do gráfico da Figura 4.90 observa-se momentos flectores iguais no primeiro e segundo modelo e de maior valor em relação ao terceiro modelo.

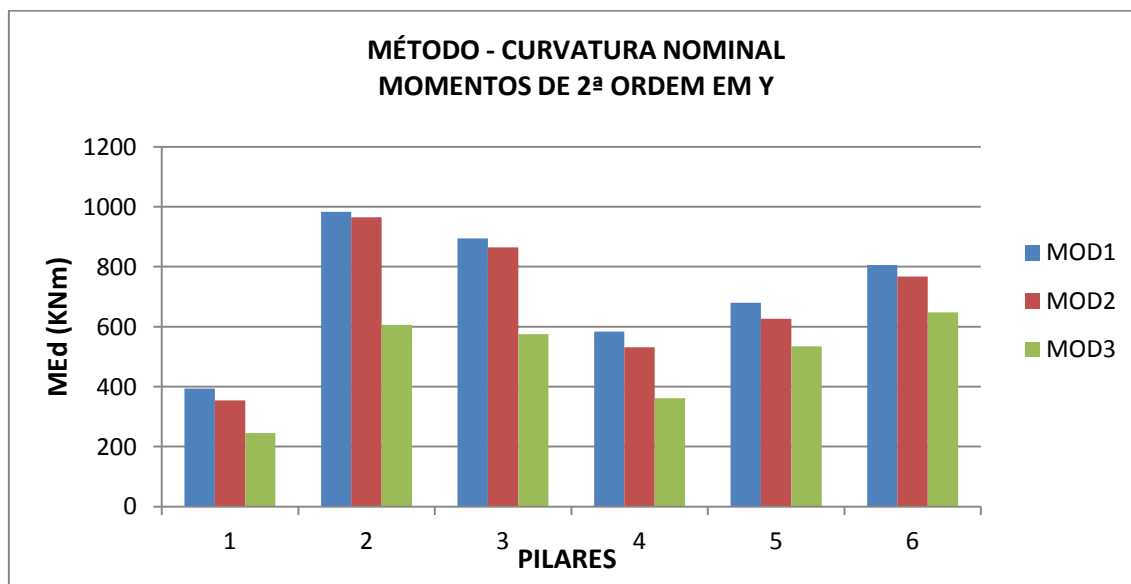


Figura 4.91-Momentos flectores nos pilares na direcção y

Do gráfico da Figura 4.91 observa-se momentos flectores com maior valor no primeiro modelo e menor valor no terceiro modelo.

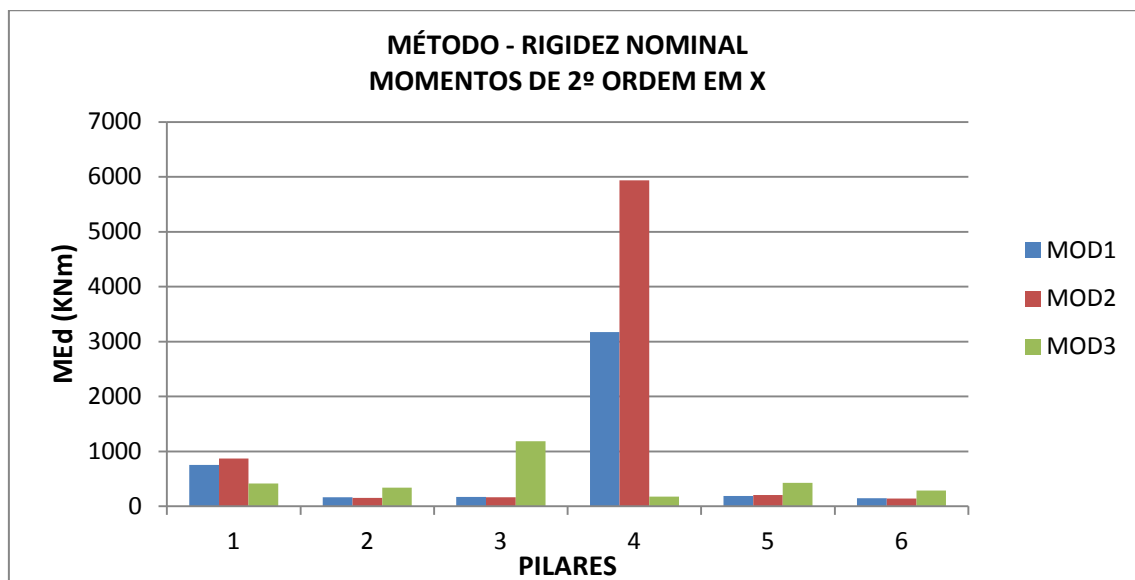


Figura 4.92-Momentos flectores nos pilares na direcção x

Do gráfico da Figura 4.92 observa-se momentos flectores com valores diferenciados nos pilares dos três modelos e um valor elevado no pilar nº 4 do segundo modelo.

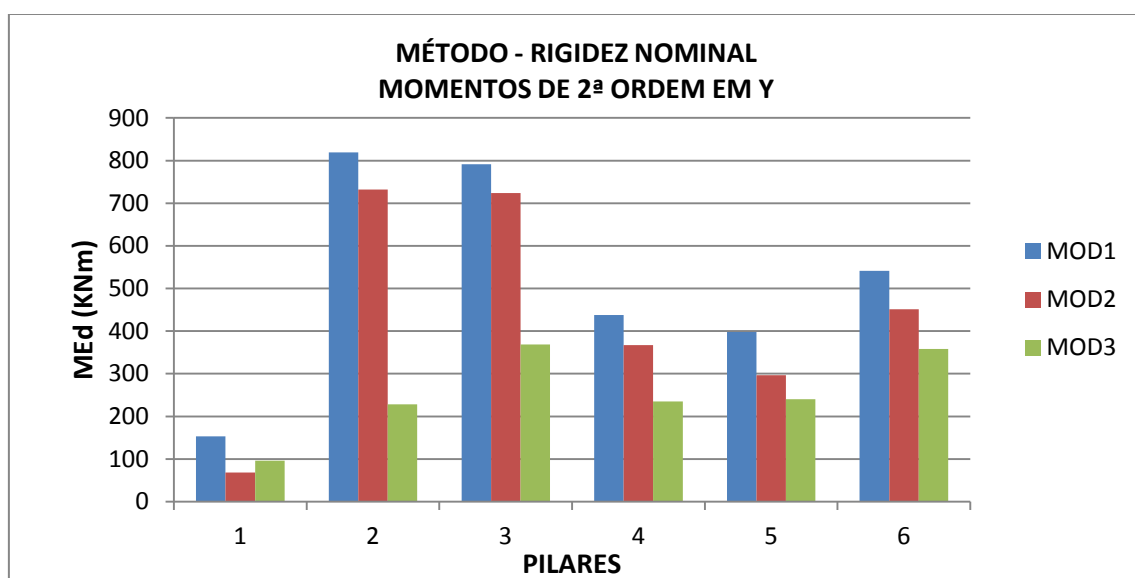


Figura 4.93-Momentos flectores nos pilares na direcção y

Do gráfico da Figura 4.93 observa-se momentos flectores com maior valor no primeiro modelo e menor valor no terceiro modelo.

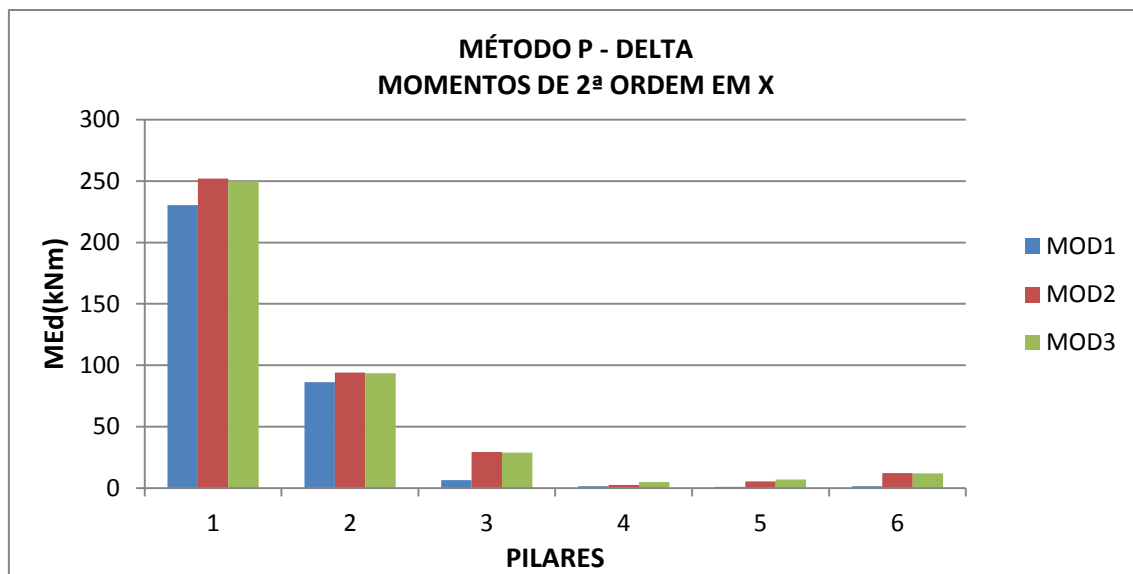


Figura 4.94-Momentos flectores nos pilares na direcção x

Do gráfico da Figura 4.94 observa-se momento flector com maior valor no segundo modelo e menor valores no primeiro modelo.

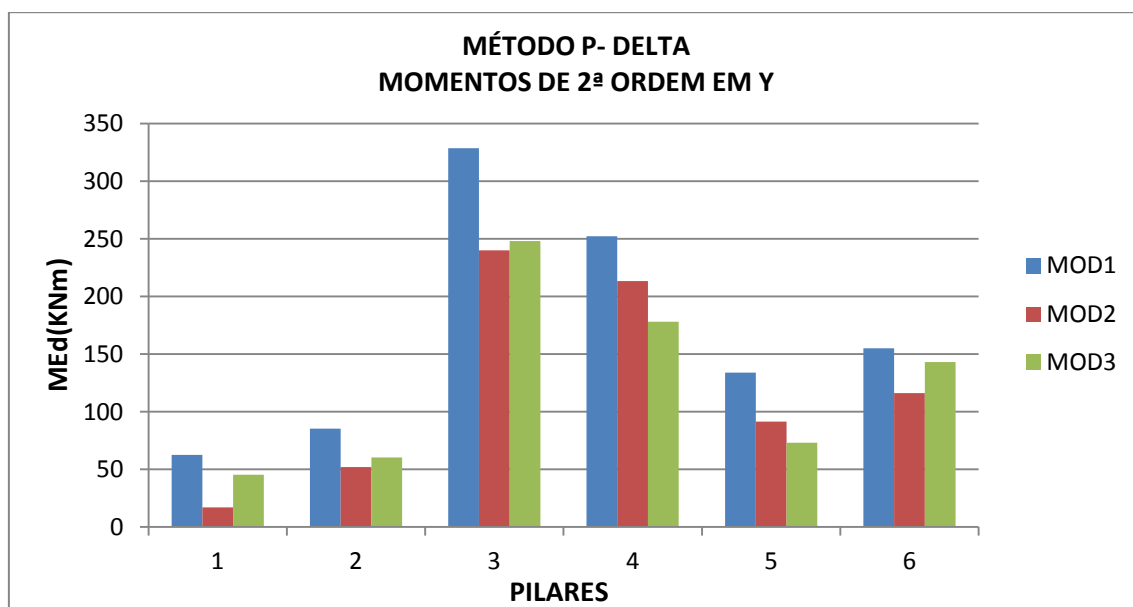


Figura 4.95-Momentos flectores nos pilares na direcção y

Do gráfico da Figura 4.95 observa-se momento flector com maior valor no primeiro modelo e menor valor no terceiro modelo.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

O objetivo deste trabalho consistiu em estudar os efeitos de 2ª Ordem nos pilares de edifícios industriais pré-fabricados. Os métodos usados foram o Método P-Delta, metodologia preconizada no Eurocódigo 2 concretamente o Método da Estimativa da Curvatura Nominal e o Método da Estimativa da Rigidez Nominal.

O estudo incidiu na análise de um edifício industrial com três variantes estruturais, no qual a avaliação foi feita considerando apenas a combinação mais desfavorável e, ainda, a influência da consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições geométricas. A primeira variante é constituída pelo modelo 1 e cujas ligações viga-pilar foram consideradas como sendo articuladas (sem sistema de contraventamento). A segunda variante é constituída pelo modelo 2 e cujas ligações viga-pilar foram consideradas como sendo articuladas (com sistema de contraventamento). A terceira variante é constituída pelo modelo 3 e cujas ligações viga-pilar foram consideradas como sendo elásticas ou semi-rígidas (sem sistema de contraventamento).

Aplicando o Método da Curvatura Nominal preconizado no EC2, chegou-se às seguintes conclusões:

Nos modelos que foram analisados observou-se que a primeira variante teve maior incidência dos efeitos de segunda ordem originando esforços muito elevados. A segunda variante teve pouca incidência em termos locais mas os resultados não diferem muito da primeira. A terceira teve menor incidência, dando origem a esforços mais baixos do que nas duas primeiras. Este método apresenta resultados, em termos de efeitos de 2ª ordem, muito conservativos nas três variantes estudadas, tendo em conta os vários parâmetros considerados.

Aplicando o Método da Rigidez Nominal preconizado no EC2, chegou-se às seguintes conclusões:

Neste método observou-se que a incidência dos efeitos de segunda ordem foi menor na terceira variante, sendo a primeira e a segunda com maior incidência, dando origem a esforços muito elevados.

Este método apresenta resultados, em termos de efeitos de 2ª ordem, menos conservativo nas três variantes estudadas, tendo em conta as rigidezes global que cada um apresenta.

Aplicando o Método P-Delta, chegou-se às seguintes conclusões:

Este método permite tirar partido da estabilidade global da estrutura e isso faz com que a incidência dos efeitos de segunda ordem locais sejam minorados, permitindo assim esforços de segunda ordem menores.

Nas variantes estruturais estudadas observa-se que a terceira variante apresenta, em termos gerais, esforços mais reduzidos relativamente às duas primeiras.

Na análise prévia verificou-se que a ação do vento provoca deslocamentos mais significativos nas estruturas sem sistema de contraventamento. No sistema estrutural com ligações viga-pilar de continuidade esses deslocamentos são mais reduzidos.

As ligações estruturais entre elementos pré-fabricados têm vantagens comprovada quando sujeitas a ações do vento.

Pode assim, concluir-se que a concepção de sistemas de estruturas industriais pré-fabricadas deve ser pensada no sentido de se tirar o maior proveito das vantagens existentes nesta técnica. Estes sistemas pré-fabricados em betão armado devem ser bem estruturados e planeados e serem o mais simples possível, de modo a facilitar a execução das ligações entre os elementos pré-fabricados e conseguir uma maior eficiência em todo o processo construtivo.

Em termos gerais observou-se que quanto as variantes estudadas a terceira apresentou menores efeitos de segunda ordem devido às ligações viga-pilar de continuidade, o que permitiu uma maior rigidez no topo de cada pilar e consequentemente rigidez global. A segunda variante apresenta resultados moderados devido ao sistema de contraventamento, o qual permitiu reduzir os deslocamentos no topo dos pilares e o efeitos de primeira ordem.

Quanto aos métodos observou-se que o método da curvatura nominal apresenta valores muito conservativos em termos de momentos de segunda ordem. Neste método o comprimento de encurvadura tem uma grande influência na excentricidade de segunda ordem. O método P-Delta apresentou valores pouco conservativos relativamente aos outros dois métodos.

5.2 Recomendações

A boa articulação entre projetista, empresa de pré-fabricação e empreiteiro permite que se desenvolvam soluções cada vez mais engenhosas e com valor estético. Tirando partido das vantagens da pré-fabricação, é possível realizar soluções do ponto de vista estrutural e funcional mais económicas para edifícios industriais.

A produção dos elementos pode iniciar-se assim que o projeto está terminado, garantindo que a montagem dos elementos comece logo que o local de obra está preparado, permitindo um retorno rápido dos custos de investimento.

Tendo em conta a escassez de documentação com preços e quantidades, não foi possível formular uma análise de custos dos diferentes sistemas analisados. Sugere-se assim a realização, num futuro próximo, de um inquérito dirigido às empresas de pré-fabricação em betão, armado de forma a fornecer dados, dos custos envolvidos destes tipos de edifícios de modo a dar continuidade deste trabalho.

Sugere-se também que se faça um estudo mais aprofundado do sistema de contraventamento de modo a ter uma ideia mais concreta da influência deste nas estruturas industriais pré-fabricadas.

Bibliografia

- [1] Leonhardt, F.; Monnig, E.(outono de 1972). Construções de Concreto. Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto.
- [2] Tomás, Quirino J. J. (Fevereiro de 2010) Concepção e Projecto de um Edifício de Habitação com Estruturas em Betão Pré-fabricado. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas e Geotecnia-UNL-FCT.
- [3] Albarran, E. G. (2008) Construção com Elementos Pré-fabricados de Betão Armado- Adaptação de uma Solução Estrutural “ in situ ” a uma Solução Pré-fabricada. Lisboa. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil-UTL-IST.
- [4] Camara, J. N. (10 de Fevereiro de 2006) Construção em Betão Pré-Fabricado um desafio para o Futuro - A Flexão e o Corte no Eurocódigo 2. Alguns resultados de investigação no IST.
- [5] Águas, C. E. B. (Fevereiro de 2009) Aplicabilidade dos Métodos do Eurocódigo 2 na Verificação da Segurança de Pilares em Betão Armado de Pontes. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas e Geotecnia-UNL-FCT.
- [6] Anderson Claro, Júlia Mansell, Marcela Costa, Maria Eduarda Arruda e Moara Bouvier - Pré-fabricados de Concreto- Florianópolis, 12 de julho de 2010 (Universidade Federal de Santa Catarina).
- [7] NP EN 1990: 2009-Eurocódigo 0 : Bases Para o Projecto de Estruturas.
- [8] NP EN 1991- 1- 1: 2009-Eurocódigo 1: Acções em Estruturas-Parte 1- 1: Acções gerais. Pesos volúmicos, Pesos próprios, Sobrecargas em edifícios.
- [9] NP EN 1991- 1- 4: 2010-Eurocódigo 1: Acções em Estruturas-Parte 1- 4: Acções gerais. Acções do vento.
- [10] NP EN 1992 -1-1: 2008-Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão-Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

- [11] Lúcio, Válder J. G (2009). Acetatos de apoio às aulas teóricas de Estruturas de Betão Armado. Lisboa-UNL.FCT.
- [12] Consoils Technical Guide & product manual, formed in December 1997.
- [13] Reguengo, R.G. (Fevereiro de 2010) Comportamento da Ligação Pilar-Fundação em Estruturas Pré-fabricadas com Armaduras Salientes do Pilar - Ensaio Monotónicos e Cíclicos. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas e Geotecnia-UNL.FCT.
- [14] Walraven, J.C. (22 Fevereiro 2008) Symposium Eurocodes: Backgrounds and Applications, Brussels 18-20 February 2008.
- [15] Melo, C.E.E-Tipologia de Obras de Pré – fabricados e Impacto da Nova norma nos Projectos (Engenharia-Carlos Melo e Associados) s/d.
- [16] Costa, A. e Appleton, J.(2002) Estruturas de Betão I - Parte II-Materiais - Grupo de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Departamento de Engenharia Civil.IST.PT.
- [17] Silva, A. M. Dos Santo (1998) Ligações entre Elementos Pré-fabricados de Betão. Lisboa. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil-UTL-IST.
- [18] Carlos. C. e Lúcio, Válder. J.G, Estruturas Pré-Moldadas no Mundo-Aplicações e Comportamento Estrutural (2012).
- [19] Murilo A. Scadelai, Libânio M. Pinheiro Estruturas de Concreto - Capítulo 16 9 nov. 2005.
- [20] CSI-COMPUTERS & STRUCTURES INC. Concrete frame Design Manual-Eurocode 2-2004 For SAP2000®.
- [21] CSI – COMPUTERS & STRUCTURES INC. Concrete frame Design Manual - ACI 318-99, BS 8110-97, BS 8110-85R89 CSAA-23.3-94, CP 65-99, Eurocode 2-92 NZS 3101-95 and UBC 97 For SAP2000® and ETABS®
- [22] CSI-COMPUTERS & STRUCTURES INC. CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE®

[23] Teixeira ,Ana Maria da Costa (Julho de 2008) Análise dos Efeitos de Segunda Ordem de Estruturas de Edifícios de Betão Armado-Avaliação da Aplicação em Projecto das Metodologias Preconizadas no EC2. Relatório de Projecto Submetido para Satisfação Parcial dos Requisitos do Grau de Mestre em Engenharia Civil-Especialização em Estruturas-FEUP.

[24] Mendes, Vânia Daniela da Silva (Julho de 2008) Análise dos Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Betão Armado com Base nos Métodos Simplificados do EC2. Relatório de Projecto Submetido para Satisfação Parcial dos Requisitos do Grau de Mestre em Engenharia Civil-Especialização em Estruturas-FEUP.

[25] Carvalho, Lília Freire de (Julho de 2008)Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado, Incluindo efeitos de 2ª ordem, Dimensionadas de Acordo com EC2. Dissertação Submetida para Satisfação Parcial dos Requisitos do Grau de Mestre em Engenharia Civil-Especialização em Estruturas-FEUP.

[26] Terra, Nuno Manuel de Sousa (Julho de 2008)Análise das Metodologias de Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem Previstas no Eurocódigo 2. Dissertação Submetida para Satisfação Parcial dos Requisitos do Grau de Mestre em Engenharia Civil-Especialização em Estruturas-FEUP.

[27] C. R. Hendy and D. A. Smith - Designers' Guides to The Eurocodes Designers' Guide to en 1992-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures Part 2: Concrete Bridges. First published 2007.

[28] Methodological Guide,- Eurocode 2 Application to Concrete Highway Bridges - October 2007.

[29] Powell, G. H. (2010). Modeling for Structural Analysis: Behavior and Basics (1st ed.). Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.

[30] Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., and Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4., NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology.

[31] PEER/ATC (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72-1 Report. Redwood City, CA: Applied Technology Council.

[32] Wilson, E. L. (2004). *Static and Dynamic Analysis of Structures* (4th ed.). Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.

[33] Acker, A. V. Autor (FIB/2002) e Ferreira, M. de A. Tradução (ABCIC/2003)-Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto.

[34] Appleton, J. (Ano Lectivo 2011/2012) - ESTRUTURAS DE BETÃO I MÓDULO 5-Folhas de Apoio às Aulas -Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos de Elementos com Esforço Axial não Desprezável.

[35] Estruturas Betão em Portugal-Amsterdam, 1998.

WEBGRAFIA

[37] <http://www.leonardi.com.br/produtos/elementos-pre-fabricados/pilares.html> (acesso em 29.11.2011).

[38] <http://hrc.eng.upm.edu.my/events/pc/handouts/precast%20frames%20pdf.pdf> (acesso em 8.11.2011).

[39] <http://www.abcic.org.br/home.asp> (acesso em 20. 07. 2012).

[40] <https://wiki.csiberkeley.com/display/tp/SAP2000>[acesso em (25-08-2012)].

[41] <http://www.csiberkeley.com/sap2000/watch-and-learn#page=page-1>(acesso em 25-08-2012).

[42] <http://www.archiexpo.com/>(acesso em 27-07-2012).

[43] <http://www.gilva.com/producto.php?prod=12>(acesso em 04 - 07-2012).

[44] <http://www.tecnyconta.es/> (acesso em 04 - 07-2012).

[45] <http://www.cassolprefabricados.com.br/coberturas.html>(acesso em 32-09-2012).

[46] <http://www.cassolprefabricados.com.br/vigas.html>(acesso em 23-09-2012).

ANEXOS